Павел Біч

Жалеза-бетон

З пазіцый супрацьўлення матэрыялаў

Павел Біч

Жалеза-бетон

з пазіцый супраціўлення матэрыялаў

МІНСК
«НАВУКА І ТЭХНІКА»
1991

УДК 624.012 : 539.3

Біч П. М. **Жалезабетон з пазіцый супраціўлення матэрыялаў.**— Мн.: Навука і тэхніка, 1991.— 222 с.—ISBN 5-343-00929-8.

Прапануецца тэорыя разліку жалезабетонных канструкцый, якая ў адрозненне ад традыцыйнай, прынятай у нас у краіне, выкарыстоўвае дэфармацыйныя характарыстыкі бетону і арматуры і ў разліках на трываласць. Дзякуючы выкарыстанню тэорыі трываласці, разбіўцы сячэнняў на элементарныя пляцоўкі, прынятаму ходу разліку ад дэфармацый да намаганняў, метаду паслядоўных прыбліжэнняў (колькасць якіх рэдка перавышае 2—3) і некаторым новым паняццям тэорыя дазваляе, карыстаючыся найпрасцейшым матэматычным апаратам, разлічваць на трываласць і дэфарматыўнасць канструкцыі, якія ўспрымаюць выгін, падоўжную і папярочную сілы, кручэнне і маюць адвольныя папярочныя сячэнні. Методыка дазваляе вызначаць напружанні і дэфармацыі ў бетоне і арматуры пры любой нагрузцы, а таксама ўстанаўліваць разбуральныя намаганні. Яна праверана на вялікай колькасці эксперыментальных даных.

Разлічана на навуковых работнікаў, інжынераў-праекціроўшчыкаў, аспірантаў, выкладчыкаў вышэйшых навучальных устаноў і студэнтаў.

Табл. 49. Іл. 68. Бібліягр.: 31 назв.

Рэцэнзенты:
д-р тэхн. навук Л. К. Лукша,
канд. тэхн. навук І. І. Кулік,
канд. тэхн. навук С. С. Жаўрыд,
канд. тэхн. навук В. Я. Садоха

Б $\frac{3305000000-170}{М 316(03)-91}$ 87—92

ISBN 5-343-00929-8

ПРАДМОВА

За апошнія дзесяцігоддзі ў Савецкім Саюзе выкананы вялікі аб'ём даследаванняў па вывучэнні ўласцівасцей бетону і паводзін жалезабетонных канструкцый пад нагрузкай, а таксама вялікая колькасць тэарэтычна-разліковых работ, якія ўлічвалі тыя ці іншыя асаблівасці паводзін бетонаў і канструкцый і былі прызначаныя для ўліку гэтых асаблівасцей у практыцы разліку і праектавання канструкцый. Аднак большасць гэтых работ застаецца недаступнай для праекціроўшчыкаў, бо не звязана ніякай агульнай ідэяй і не можа быць уключана ў панавальную зараз метатэорыю жалезабетону з яе галоўным, асноўным ядром — жорсткапластычнай мадэллю цвёрдага цела (бетону і сталі).

Гісторыя ж развіцця тэорыі разліку жалезабетону каротка такая. На пачатку нашага стагоддзя, калі з'явіліся першыя жалезабетонныя канструкцыі, у дачыненні да іх ужывалі гэтак званы пругкі разлік. Ён грунтаваўся на падыходзе супраціўлення матэрыялаў, які ўключаў абавязковае выкарыстанне дэфармацыйных характарыстык матэрыялаў у выглядзе іх модуляў пругкасці. Тады для стварэння канструкцый скарыстоўвалі нізкатрывалыя бетоны і сталі, якія выяўлялі перад разбурэннем істотную пластычнасць. Гэта прыводзіла да таго, што эксперыментальныя разбуральныя нагрузкі былі крыху большыя, чым прагназаваў іх пругкі разлік. Некаторае заніжэнне разлікам здольнасці супраціўлення канструкцыі не з'яўляецца небяспечным, бо гэты недахоп «працуе на запас трываласці канструкцыі». Менавіта таму замежныя школы жалезабетону спыніліся на гэтым падыходзе і ўзяліся за яго ўдасканаленне.

Інакш склалася сітуацыя ў СССР. У 20—30-я гады хутка развівалася тэорыя пластычнасці, і ў прыватнасці яе найпрацейшая форма — тэорыя ідэальнай пластычнасці. Згодна з асноўнай яе гіпотэзай, матэрыял да пэўнай мяжы (яго трываласці) наогул ніяк не дэфармуецца, а затым, калі напружанне перавышае напружанне трываласці, імгненна набывае неабмежаваныя дэфармацыі, г. зн. пераходзіць у цякучасць. Рашэнні па гэтай тэорыі былі вельмі простыя і для канструкцый з пластычных металаў добра пацвярджаліся эксперыментамі. Узнікла спакуслі-

вая думка — дастасаваць асноўныя палажэнні тэорыі пластычнасці да разліку жалезабетонных канструкцый, што і было ажыццёўлена ў 30—40-я гады.

Доследы з найпрасцейшымі канструкцыямі, зробленымі з нізкатрывалых бетонаў і сталей, паказалі магчымасць такога падыходу і нават яго «прагрэсіўнасць», якая палягала ў тым, што, прагназуючы больш высокую здольнасць супраціўлення, чым пругкі разлік, падыход даваў магчымасць эканоміць арматуру. Тое, што пры гэтым некаторыя паняцці новага пластычнага разліку страцілі фізічны сэнс, сталі чыста ўмоўнымі, што колькасць эмпірычных каэфіцыентаў у параўнанні з пругкім разлікам павялічылася, што разліковыя залежнасці сталі адлюстроўваць не толькі фізічную рэальнасць, але і розныя кан'юнктурныя меркаванні, тады ў поўнай згодзе з «татальным» аптымізмам не ўспрымалася як нешта пагрозлівае і неадпаведнае стандартам навуковасці.

З прычыны выключэння з разліку на трываласць дэфарматыўных характарыстык матэрыялаў вызначыць напружанні ў бетоне і арматуры стала немагчымым. Большая частка інфармацыі аб «гульні сіл» у канструкцыі аказалася страчанай. Разлікі, вобразна кажучы, сталі весці безвач, па прынцыпе: калі нагрузка на канструкцыю вось такая, то пры вядомых сячэнні і марцы бетону трэба паставіць вось столькі арматуры. Адказаць жа на пытанні, пры якой нагрузцы канструкцыя разбурыцца або якія напружанні, напрыклад, у калоне на першым паверсе шматпавярховага будынка, інжынер ужо не мог. На гэтае пытанне, дый то з цяжкасцю і прыблізна, мог адказаць толькі аўтар — спецыяліст па тых ці іншых канструкцыях, які шмат разоў замерваў дэфармацыі пры выпрабаваннях канструкцый.

У 50—60-я гады з укараненнем у практыку будаўніцтва больш трывалых бетонаў і сталей (якія практычна ўжо не мелі пластычных уласцівасцей) і са з'яўленнем больш складаных канструкцый пластычная тэорыя разліку стала горш пацвярджацца эксперыментальна. Для ўзгаднення тэорыі і практыкі спатрэбілася ўвядзенне ўсё большай колькасці прыватных залежнасцей і шматлікіх эмпірычных каэфіцыентаў. Тая інфармацыя, што была згублена з выключэннем з разгляду дэфарматыўных характарыстык матэрыялаў, зараз паступала ўскосна ў выглядзе розных каэфіцыентаў і прадпісанняў, правіл, нормаў, сэнс якіх усё горш разумелі праекціроўшчыкі. Рэзка павялічылася колькасць кансультацый з аўтарамі разліковых залежнасцей, бо нават самае малое адступленне ад прадпісанага выклікала сумненне. А паколькі эмпірычныя веды, пазбаўленыя логікі, не валодаюць пераканаўчасцю, то праекціроўшчыкі, каб спаць спакойна, сталі амаль заўсёды ставіць лішак арматуры.

Так знікла ўсялякая прагрэсіўнасць (эканамічнасць) пластычнага падыходу, а праца праекціроўшчыка ператварылася ў руціну. Шырока распаўсюджанае меркаванне, што пластычны

падыход быццам узнік на аснове цеснай сувязі з эксперыментам і што гэтая сувязь ёсць самая высокая яго вартасць, не толькі не мае пад сабою рэальнай асновы, але проста памылковае; сутнасць гэтага падыходу да праектавання — у яго поўнай умоўнасці. Ігнараванне ў гэтым падыходзе дэфарматыўных уласцівасцей (адсутнасць у разліках на трываласць модуляў пругкасці ці дэфарматыўнасці матэрыялаў) пазбавіла яго плённасці; у прыватнасці, на яго аснове нельга знайсці змяненне становішча нейтральнай восі з ростам нагрузкі; ён не можа быць распаўсюджаны на разлікі жорсткасці і трэшчынастойкасці; разлікі на яго аснове не могуць быць абагульненыя на сумеснае дзеянне M, N, Q, T і арганічна непрыдатныя для выкарыстання крытэрыяў трываласці.

З 30-х гадоў і да нашага часу пластычнаму спосабу разліку навучаны некалькі пакаленняў інжынераў, выдадзены сотні манаграфій і падручнікаў для яго прапаганды і развіцця. У нас на Беларусі прыхільнікам і абаронцам пластычнага падыходу з'яўляецца кафедра жалезабетонных канструкцый БПА, якую ўзначальвае прафесар Т. М. Пецольд. У апошнія гады недахопы гэтага падыходу становяцца для многіх відавочнымі. Шмат хто з аўтараў робяць асобныя спробы зноў увесці ў разлік дэфарматыўныя характарыстыкі матэрыялаў і ўлічыць іх пластычныя ўласцівасці. Сярод іх варта назваць Г. А. Геніева, Л. К. Лукшу, А. І. Казачэўскага, Я. С. Лейтэса. Аднак у тэорыях гэтых аўтараў ужываюцца вельмі складаныя і грувасткія разліковыя залежнасці (якія нельга рашыць без ЭВМ); тэорыі, як правіла, прызначаны для разліку вузкага кола самых простых канструкцый, не даведзены да выгляду, прыдатнага ў штодзённай праектнай рабоце. Усеахопнай тэорыі, якая была б выкарыстана для праектных разлікаў, пакуль яшчэ няма, і тое, што прапануецца ў дадзенай манаграфіі, ёсць спроба яе стварэння. Тэорыя ахоплівае ўсё кола задач, якія вырашаюцца традыцыйнай пластычнай тэорыяй, пры гэтым яна дастаткова лагічная і кампактная, матэматычна простая, аперуе значна большай інфармацыяй пра канструкцыю, лепш паддаецца аўтаматызацыі, больш даступная для разумення і таму дае прастор творчай ініцыятыве інжынера.

У манаграфіі выкладаецца разлік простых, у асноўным стрыжнявых, канструкцый; для іх дзеянне абагульненых намаганняў M, N, Q і T прыводзіць да напружаных станаў, якія можна знайсці на аснове такіх спрашчальных гіпотэз, як прынцып Сен-Венана, гіпотэза плоскіх сячэнняў (дакладней, прапарцыянальнасці восевых дэфармацый іх адлегласці да ўсялякай лініі, паралельнай восі стрыжня) і гіпотэза жорсткага контуру. З улікам наогул невялікай долі пластычнасці бетону (прыкладна аднаго парадку з пругкімі дэфармацыямі пры разбурэнні і 10—20% ад пругкіх пры эксплуатацыі) выкарыстоўваецца прынцып незалежнасці дзеяння сіл.

Паколькі для традыцыйнага пластычнага падыходу веданне крытэрыяў трываласці з'яўляецца нібыта залішнім і таму студэнты спецыяльнасці ЖБК гэтымі ведамі валодаюць у недастатковым аб'ёме, у манаграфіі коратка разглядаюцца крытэрыі трываласці крохкіх матэрыялаў. Крытэрыі пры гэтым адбіраліся па прыкметах прастаты (залежнасці не вышэй чым другой ступені), адсутнасці эмпірычных лічбавых каэфіцыентаў (што з'яўляецца прыкметай іх дастатковай лагічнасці і фізічнага сэнсу) і адпаведнасці эксперыментальным даным.

У манаграфіі падрабязна апісваюцца дэфарматыўныя ўласцівасці бетону, але ў асноўным тыя, якія магчыма ўлічыць у дадзеным разліку. Прапануецца новая дэфармацыйная тэорыя разбурэння бетону. Асноўныя прынцыпы стварэння тэорыі запазычаны з тэорыі пластычнасці жалезабетону Геніева, якая храналагічна і па лагічнай абгрунтаванасці з'яўляецца першай з прапанаваных. Немагчымасць выкарыстання тэорыі Геніева extлумачыцца яе грувасткасцю і некаторай неадпаведнасцю эксперыментальным даным пры аднавосевым сціску. Выкарыстанне ў нашым разліку дэфармацыйнага крытэрыю разбурэння дазволіла надзвычайна лагічна спрасціць яго, зрабіць у поўным сэнсе слова супраматаўскім. Усведамляючы ўзаемную супярэчлівасць імкненняў да прастаты і дакладнасці, аўтар манаграфіі стараўся ўсюды захаваць меру, каб дакладнасць разліковых прадпасылак не перавышала дакладнасці задання зыходных даных такога нестабільнага матэрыялу, як бетон, а прастата давала магчымасць ручнога падліку. Гэта забяспечвае дакладнасць супадзення тэорыі і практыкі ў межах $+10 \div -20\%$; такім чынам, тэорыя ў сярэднім недаацэньвае здольнасці супраціўлення, што «ідзе на запас трываласці».

У прапануемай тэорыі прыняты ход разліку ад дэфармацый да напружанняў і нагрузак. Размеркаванне дэфармацый вызначаецца на аснове метадаў супраціўлення матэрыялаў па раней пералічаных спрашчальных гіпотэзах. Пераход ад дэфармацый да напружанняў робіцца паводле дэфармацыйнага крытэрыю. Сапраўдны напружаны — дэфармаваны стан дасягаецца шляхам паслядоўных прыбліжэнняў. У якасці першага прымаецца размеркаванне дэфармацый ва ўмовах пругкай і лінейнай сувязі напружанняў і дэфармацый. Сапраўдны, у межах дакладнасці, стан дасягаецца ўжо звычайна пры другім-трэцім прыбліжэнні. Прыняты ход разліку ад дэфармацый да намаганняў дазволіў рэзка спрасціць рашэнне задач, якія пры ходзе падліку нагрузкі→напружанні→дэфармацыі аказаліся б фактычна невырашальнымі. Метад прыбліжэнняў, акрамя таго, дазваляе пазбегнуць грубых памылак і дае магчымасць праекціроўшчыку ўбачыць работу канструкцыі ў поўным аб'ёме.

У манаграфіі большую частку займаюць прыклады разлікаў. Гэта зроблена дзеля таго, каб палегчыць знаёмства з методыкай разліку і даказаць яго універсальнасць і эфектыўнасць. Наяў-

насць вялікай колькасці аднастайных і нескладаных вылічэнняў дазваляе вельмі лёгка скарыстаць машынны падлік, у прыватнасці на праграмаваных айчынных калькулятарах тыпу МК-52. Пададзены праграмы для найбольш часта ўжывальных залежнасцей.

У манаграфіі знайшлі адлюстраванне пытанні трэшчынастойкасці канструкцый. Аўтар усведамляе, што пытанні трэшчынастойкасці могуць быць адэкватна вырашаны толькі з пазіцый механікі разбурэння, а не супраціўлення матэрыялаў, таму ўсё, што датычыць трэшчынаўтварэння, носіць выключна арыенціровачны, якасны характар і павінна кантралявацца іншымі, напрыклад чыста эмпірычнымі, разлікамі па БНіП. Манаграфія мае дадатак, дзе сабраны некаторыя вядомыя звесткі, неабходныя для разліку і праектавання канструкцый паводле прапанаванага спосабу.

Аўтар выказвае шчырую падзяку рэцэнзентам доктару тэхнічных навук прафесару Л. К. Лукшы, кандыдатам тэхнічных навук дацэнтам І. І. Куліку і С. С. Жаўрыду за каштоўныя заўвагі і прапановы, накіраваныя на паляпшэнне рукапісу, а таксама загадчыку аддзела буйнапанельнага домабудавання НПТА «Белбуднавука» А. І. Тарасевічу за пастаянную падтрымку ў рабоце па стварэнні новай методыкі разліку жалезабетону. Аўтар выказвае таксама падзяку кіраўнікам прадпрыемстваў, якія аказалі фінансавую дапамогу ў выдавецтве кнігі: А. М. Траноавічу, В. В. Сысу, М. В. Бацяноўскаму, В. П. Далганаву, А. І. Тарасевічу і В. Ф. Залогу.

АСНОЎНЫЯ АБАЗНАЧЭННІ

Нагрузкі і ўздзеянні

P — знешняя папярочная сіла, сіла ціску на нахіленай пляцоўцы;
q — суцэльная размеркаваная нагрузка;
M — знешні і ўнутраны (разліковы) выгінальныя моманты;
N — знешняя і ўнутраная (разліковая) падоўжныя сілы;
Q — папярочная сіла ад знешняй нагрузкі, унутраная (разліковая) папярочная сіла;
T — знешні і ўнутраны (разліковы) моманты кручэння, перакосныя намаганні пры разліку панелей;
X — намаганне ў падоўжнай арматуры статычна неазначальнага элемента.

Характарыстыкі матэрыялаў

R_c — трываласць бетону на аднавосевае сцісканне (прызменная трываласць);
R_p — трываласць бетону на аднавосевае расцяжэнне;
$R_к$ — кубікавая трываласць бетону;
$R_п$ — трываласць бетону пры чыстым перакосе;
$R_{вп}$ — нарматыўная трываласць бетону на сцісканне па БНіП;
$R_{вtп}$ — нарматыўная трываласць бетону на расцяжэнне па БНіП;
$R_в$ — разліковае супраціўленне бетону па БНіП;
R_s — разліковае супраціўленне арматуры па БНіП;
$\sigma_ц$ — напружанне цякучасці мяккіх сталей;
σ_u — часовае супраціўленне сталі на разрыў;
$\sigma_{0,2}$ — умоўная мяжа цякучасці цвёрдых сталей;
$E_{в.о}$ — пругкі модуль бетону;
$E_в$ — пругкапластычны модуль бетону;
$G_{в.о}$ — пругкі модуль перакосу бетону;
$G_в$ — пругкапластычны модуль перакосу бетону;
E_s — пругкі і пругкапластычны модулі расцягнутай або менш сціснутай арматуры;
E_s' — пругкі і пругкапластычны модулі сціснутай арматуры;
E_{sw} — пругкі і пругкапластычны модулі папярочнай арматуры;
q_0 — модуль дылатансіі бетону.

Характарыстыкі напружана-дэфармаванага стану

σ_x — напружанне, паралельнае (падоўжнае) да восі элемента;
σ_y — напружанне, перпендыкулярнае да восі элемента;
τ_0 — гранічнае зрухавае напружанне на нахіленай пляцоўцы;
ε_0 — лінейная дэфармацыя, адпаведная трываласці бетону;
γ_0 — вуглавая дэфармацыя, адпаведная трываласці бетону;
ν — пругкапластычны каэфіцыент папярочнай дэфармацыі;
θ — вугал нахілу пляцоўкі адносна восі 1 і 3;
ε_c — лінейная дэфармацыя ў цэнтры супраціўлення сячэння;
$\varepsilon_в$ — дэфармацыя на найбольш нагружанай мяжы элемента;
ε_s — дэфармацыя расцягнутай ці менш сціснутай арматуры;
σ_{s0} — напружанне ў арматуры A_s, адпавядаючае дэфармацыі ε_0;
$\sigma_{s'0}$ — напружанне ў арматуры A_s', адпавядаючае дэфармацыі ε_0.

Геаметрычныя характарыстыкі

Δ — перамяшчэнне, дэфармацыя за кошт трэшчын адрыву;
f — прагін;
L, l — даўжыня, пралёт;
A_s — плошча сячэння падоўжнай расцягнутай або менш сціснутай арматуры;
A_{sw} — плошча сячэння папярочнай арматуры;
A_s' — плошча сячэння больш сціснутай арматуры;
A_{sw}' — разліковая плошча сячэння папярочнай арматуры, плошча сячэння папярочнай арматуры, размешчанай пад вуглом да восі элемента;
$A_{sw}^{э}$ — эфектыўная разліковая плошча сячэння стрыжняў сетак;
$A_в$ — плошча бетону;
h — вышыня сячэння;
b — шырыня сячэння;
x — адлегласць ад найбольш сціснутай мяжы элемента да цэнтра супраціўлення сячэння;
s — інтэрвал папярочнай арматуры, памер ячэйкі сеткі;
c — размер сціснутай зоны (пры $N=0$, $c=x$);
d — дыяметр арматуры, найбольшы дыяметр (фракцыя) буйнога запаўняльніка;
r — умоўнае плячо моманту ўнутраных сіл пры кручэнні, радыус трубы;
z — плячо ўнутранай пары сіл;
I — момант інерцыі сячэння;
W — момант супраціўлення сячэння;
y — адлегласць па вертыкальнай восі элемента;
ρ — радыус крывізны элемента;
δ — таўшчыня сценкі трубы, перамяшчэнне;
e — фактычны эксцэнтрысітэт падоўжнай сілы;
e_0 — намінальны, геаметрычны эксцэнтрысітэт падоўжнай сілы;
ω — сярэдні вугал нахілу трэшчыны.

Разліковыя параметры, каэфіцыенты

α — разліковы параметр, каэфіцыент таўшчыні ахоўнага слоя, вугал;
φ, β — разліковыя параметры;
μ — каэфіцыент трэння;
η — умоўны каэфіцыент счаплення бетону з арматурай;
K — каэфіцыент канцэнтрацыі напружанняў, каэфіцыент стрымлівання папярочных дэфармацый бетону арматурай;
k — адносіны напружанняў у верхняй і ніжняй арматурах пасля водпуску перадналругі;
n — каэфіцыент разгрузкі расцягнутай зоны бетону ад перакосных напружанняў, адвольны лік;
n_1 — каэфіцыент эфектыўнасці папярочнай арматуры ў залежнасці ад яе інтэрвалу;
m — эмпірычны каэфіцыент нагельнага эфекту падоўжнай арматуры, камбінацыя намаганняў.

УМОВЫ ТРЫВАЛАСЦІ КРОХКІХ МАТЭРЫЯЛАЎ І БЕТОНУ

Любая навуковая тэорыя спрыяе прагрэсу ведаў толькі тады, калі яна афармляецца як строгая і жорсткая канструкцыя, калі яна імкнецца стаць лагічна завершанай.

К. ПОПЕР

Матэматыка, як жорны, перамолвае тое, што ў іх засыпаюць, і як, засыпаўшы лебяду, вы не атрымаеце пшанічнай мукі, так, спісаўшы цэлыя старонкі формуламі, вы не атрымаеце ісціны з памылковых прадпасылак.

Т. ГЕКСЛІ

1.1. АГУЛЬНЫЯ ПАЛАЖЭННІ

Трываласць крохкіх матэрыялаў, і ў прыватнасці бетону, таксама як і ўсіх іншых матэрыялаў, залежыць ад многіх фактараў. Для бетону фактары гэтыя ў залежнасці ад іх значнасці можна пералічыць у наступным парадку: від напружанага стану; працягласць дзеяння нагрузкі, якая вымяраецца месяцамі, гадамі; цыклічнасць, знакапераменнасць нагрузкі; хуткасць прыкладання намаганняў (вымяраецца ў секундах, мінутах); парадак прыкладання намаганняў розных знакаў і напрамкаў; маштабны фактар; уплыў навакольнага асяроддзя — тэмпературы, вільготнасці, агрэсіўнасці. Усе фактары, акрамя апошняга, носяць сілавы характар і, такім чынам, у прынцыпе могуць быць разлічаны, апошні ж з'яўляецца чыста тэхналагічным: яго колькасная ацэнка магчыма толькі праз тыя ці іншыя каэфіцыенты. Аднак малаважнасць, малавывучанасць і цяжкасць матэматычнага апісання некаторых сілавых фактараў робіць іх рэалізацыю ў разліках пакуль што дачаснай і ў бліжэйшы час малаверагоднай. Так, даўно распрацаваны матэматычны апарат паўзучасці і зніжэння трываласці з цягам часу. Пацверджана эксперыментальна, што працяглая трываласць складае прыкладна 0,85 трываласці кароткачасовай. Але вядома таксама, што бетон потым пры спрыяльных умовах набірае трываласць; ацаніць дакладна спрыяльнасць ці неспрыяльнасць не ўяўляецца магчымым, паколькі яна ў сваю чаргу залежыць ад бясконцай колькасці іншых фактараў.

Далей, з прычыны малой долі пластычнасці бетону можна ўявіць, што шлях загружэння істотна не ўплывае на трываласць. Калі ж гэты фактар спрабаваць улічваць, то рабіць гэта трэба толькі пасля ўліку віду напружанага стану. Таму найбольш ра-

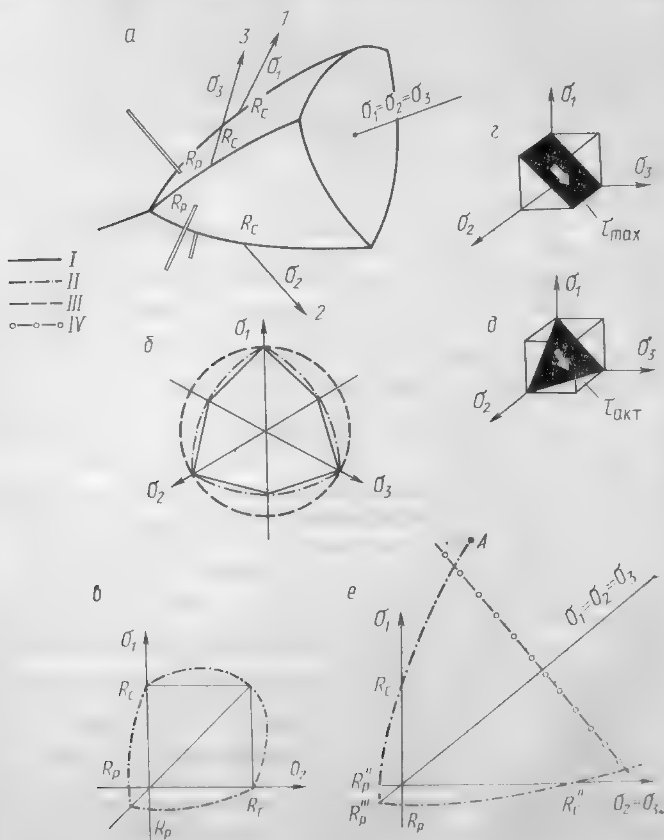
зумным уяўляецца ўлік усіх фактараў у іх строгай паслядоўнасці, якая вызначаецца іх практычнай значнасцю.

Найбольшы ўплыў на трываласць аказвае від напружанага стану. Так, пры пераходзе ад чыстага аднавосевага расцяжэння да чыстага сціскання трываласць узрастае прыкладна ў 10 разоў. У бэльках у зонах дзеяння папярочных сіл пры малых пралётах зрэзу, а таксама пры кручэнні напружаны стан бетону ад пункта да пункта ў сячэннях змяняецца менавіта ў гэтых межах, і, значыць, ацаніць трываласць бетону можна, толькі прымяніўшы той ці іншы крытэрый трываласці. У некалькі разоў у параўнанні з трываласцю пры аднавосевым сціскванні ўзрастае трываласць бетону пры абмежаванні яго папярочных дэфармацый шляхам устаноўкі арматурных сетак, навівання спіральнай арматуры, змяшчэння бетону ў металічныя абоймы і г. д. Ацаніць трываласць у гэтых і падобных выпадках можна толькі з дапамогай крытэрыяў трываласці. Крытэрыі трываласці, што звязваюць трываласць толькі з відам напружанага стану, называюцца механічнымі. Іх выкарыстанне ў разліках з'яўляецца сутнасцю супраматаўскага падыходу і адметнай рысай прапануемага разліку ў параўнанні з традыцыйным разлікам, ці, інакш, разлікам па разбуральных нагрузках. Паколькі механічныя крытэрыі апісваюць толькі макраскапічныя паводзіны цвёрдага цела і ігнаруюць фізіку з'яў працэсаў разбурэння, структуру матэрыяла і іншыя фактары, іх называюць яшчэ фенаменалагічнымі (ад філасофскага паняцця «феномен», г. зн. з'ява, за якой хаваецца нешта больш глыбокае — сутнасць; у нашым выпадку пад сутнасцю трэба разумець усе працэсы, што адбываюцца на мікраскапічным узроўні).

Вядома, што выпрабаванні кубаў з прычыны стрымліваючага ўплыву трэння паміж іх паверхнямі і плітамі прэса паказваюць трываласць на 15—30% больш высокую, чым выпрабаванні прызмаў, якія выяўляюць сапраўдную трываласць бетону пры аднавосевым сціскванні R_c. У шматлікіх эмпірычных залежнасцях, што сцвярджаюць больш дакладныя суадносіны гэтых трываласцей, не даюцца пераканаўчыя тлумачэнні залежнасці суадносін ад маркі (класа), віда і саставу бетону. Акрамя таго, флюктуацыя ўсіх паказчыкаў уласцівасцей бетону, што задаецца ўмовамі вытворчасці, даступная колькасць выпрабаванняў робяць больш дакладныя суадносіны кубікавай і прызменнай трываласці, чым указаныя ў 15—30%, фіктыўнымі.

Найбольш яснае і даступнае разуменне крытэрыяў трываласці дае іх геаметрычная інтэрпрэтацыя. Выдзелім у прасторы галоўных напружанняў артаганальныя восі *1—3*. Пункт іх перасячэння адпавядае адсутнасці напружанняў у целе (рыс. 1, *а*). Калі ўзор загружаюць сціскаючымі напружаннямі па восі *1*, то пункт напружанняў рухаецца па гэтай восі ўверх, пакуль не перасячэ некаторую паверхню, што адпавядае разбурэнню бетону і яго трываласці R_c. Паверхня называецца граніч-

най. Калі ўзор загружаюць расцягваючымі напружаннямі па гэтай жа восі, то перасячэнне паверхні адпавядае трываласці $R_р$. Аналагічна вызначаецца адпаведнасць пры загружэнні па восях *2* і *3*. Трываласці $R_с$ і $R_р$ з'яўляюцца базавымі для большасці крытэрыяў трываласці, паколькі дапускаюць іх лёгкае эксперыментальнае вызначэнне. Але напружаны стан канструкцый, як правіла, неаднавосевы і адвольны, што адпавядае пунктам, якія не ляжаць на восях каардынат, а знаходзяцца ў прасторы напружанняў. Частка прасторы, абмежаваная гранічнымі паверх-



Рыс. 1. Фігура трываласці *(а)*, сячэнне фігуры актаэдрычнай (дэвіятарнай) плоскасцю *(б)*, сячэнне фігуры плоскасцю $\sigma_1\sigma_2$ *(в)*, пляцоўка найбольшага зруху *(г)*, пляцоўка актаэдрычнага зруху *(д)*, сячэнне фігуры мерыдыяннай плоскасцю $\sigma_1(\sigma_2=\sigma_3)$ *(е)*. Сляды сячэнняў: *I* — па крытэрыю Кулона—Мора; *II* — Лебедзева—Пісарэнкі; *III* — Баландзіна—Генієва; *IV* — след актаэдрычнай плоскасці

нямі, утварае зону трываласці; унутры гэтай зоны бетон нясе нагрузку, звонку ён разбураны.

Выдзяляюць прасторавую вось, роўнанахіленую да каардынатных восей, на ёй $\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$. Такі напружаны стан узнікае ў целе, апушчаным у вадкасць; таму гэтую вось часта называюць гідрастатычнай. Матэрыял немагчыма разбурыць, загружаючы яго роўнымі сціскаючымі напружаннямі, і, такім чынам, фігура трываласці з боку сціскаючых напружанняў павінна быць разамкнутай. Крохкія матэрыялы можна лёгка разбураць пры раўнамерным трохвосевым расцяжэнні, і гэта адпавядае пункту R_p''' на паверхні.

Сячэнні паверхні той ці іншай плоскасцю выдзяляюць тып напружаных станаў, што маюць пэўную практычную цікавасць. Так, сячэнне плоскасцю, якая праходзіць праз галоўныя каардынатныя восі, вызначае плоскі напружаны стан (рыс. 1, *в*). Такі напружаны стан мае месца (ці можа быць зведзены да яго, калі ігнараваць напружанні, якія дзейнічаюць з плоскасці канструкцыі) у шматлікіх танкасценных канструкцыях тыпу панеляў, перагародак сцен, складак, абалонак. Важнейшай вобласцю плоскага напружанага стану з'яўляецца зона R_c—R_p, падобныя станы ўзнікаюць у бэльках пры сумесным дзеянні M, Q і T, а таксама пры анкероўцы арматуры. Другім важным сячэннем з'яўляецца сячэнне паверхні мерыдыяннай плоскасцю (рыс. 1, *е*). Напружаны стан, што інтэрпрэтуецца гэтай плоскасцю, называецца цыліндрычным, паколькі ўзнікае ў спіральна-арміраваных цыліндрах, загружаных восевай сілай. Падобны напружаны стан мае месца таксама ў калонах, моцна заарміраваных ускоснай арматурай. У залежнасці ад магутнасці ўскоснага арміравання восевыя разбуральныя напружанні адпавядаюць пунктам на крывой R_c—A.

Вялікае тэарэтычнае значэнне маюць сячэнне зоны трываласці плоскасцю, перпендыкулярнай прасторавай дыяганалі, і пляцоўка ў целе, утвораная гэтай плоскасцю. Такія плоскасці і пляцоўкі называюцца актаэдрычнымі. Зоны трываласці, што перасякаюцца такой плоскасцю, даюць розныя замкнутыя выпуклыя фігуры, сіметрычныя адносна каардынатных восей (рыс. 1, *б*). У залежнасці ад адлегласці ад пачатку каардынат сячэнні актаэдрычнымі плоскасцямі даюць кааксіяльныя сячэнні, і гэта шырока выкарыстоўваецца пры матэматычнай фармуліроўцы крытэрыяў. На актаэдрычнай пляцоўцы дзейнічаюць нармальныя і перакосныя напружанні, інварыянтныя адносна пераўтварэння каардынат, што шырока выкарыстоўваецца пры фармуліроўцы крытэрыяў, паколькі, згодна з фундаментальным прынцыпам, залежнасці, што апісваюць з'явы прыроды, павінны па магчымасці мець інварыянтную структуру. Акрамя таго, гэта мае і вялікае практычнае значэнне, паколькі не заўсёды ў канструкцыях можна вызначыць напрамкі галоўных дэфармацый і напружанняў.

Крытэрыі трываласці ўяўляюць сабой такія камбінацыі некаторых вядомых трываласцей (напрыклад, $R_с$ і $R_р$) з вядомымі напружаннямі ў целе, якія дазваляюць вызначыць трываласць матэрыялу пры любым напружаным стане. Напрыклад, калі вядомы канстанты бетону $R_с$ і $R_р$, а таксама напружанні σ_1 па восі *1* і напружанні σ_2 па восі *2*, то крытэрый трываласці дазваляе вызначыць разбуральныя напружанні па восі *3*.

Грунтоўныя апісанні крытэрыяў трываласці крохкіх матэрыялаў, у тым ліку з іншымі фармулёўкамі крытэрыяў трываласці, можна знайсці ў манаграфіях [1, 2] або ў артыкуле [3]. За ўсю гісторыю навукі супраціўлення матэрыялаў было прапанавана вельмі многа крытэрыяў трываласці. Але калі да крытэрыяў прад'явіць патрабаванні максімальнай прастаты (ураўненні не вышэй чым другой ступені), дастатковай лагічнасці, яснага фізічнага сэнсу (прыметай якіх з'яўляецца, як правіла, адсутнасць эмпірычных каэфіцыентаў) і выкарыстання не больш чым дзвюх канстантаў матэрыялу, то іх колькасць рэзка скароціцца, а з тых, што застануцца, могуць быць разгледжанымі толькі крытэрый Кулона—Мора, крытэрый Баландзіна—Геніева і крытэрый Лебедзева—Пісарэнкі. Паколькі ў будаўніцтве прымяняецца правіла знакаў, адваротнае прынятаму ў механіцы, і гэта разам са зменай восей стварае пэўныя цяжкасці, прымяненне вышэйназваных крытэрыяў растлумачана на прыкладах.

1.2. КРЫТЭРЫЙ ТРЫВАЛАСЦІ КУЛОНА—МОРА

У XVIII стагоддзі, займаючыся пытаннямі трываласці каменнай кладкі, Кулон дапусціў меркаванне, што абсалютная велічыня разбуральнага напружання зруху на косай пляцоўцы бачнага разбурэння роўная суме счаплення C і напружання трэння μP, дзе P — нармальны ціск на пляцоўцы (рыс. 2):

$$\tau_0 = C + \mu P. \qquad (1.1)$$

У 1900 г. Мор выказаў гіпотэзу, што разбурэнне ў крохкіх матэрыялах пачынаецца, калі напружанне зруху на адвольнай пляцоўцы дасягае гранічнага значэння, якое з'яўляецца функцыяй нармальнага напружання σ на гэтай жа пляцоўцы:

$$\tau_0 = F(\sigma), \qquad (1.2)$$

дзе F — эксперыментальна вызначаемая функцыя.

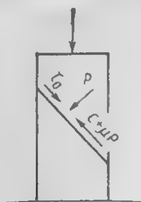
Паколькі: 1) найбольшага значэння напружанні зруху дасягаюць на пляцоўцы, роўнанахіленай да восей найбольшага і найменшага галоўных напружанняў, і пры гэтым напружанні зруху роўныя палавіне рознасці σ_1 і σ_3, а нармальныя напружанні на той жа пляцоўцы роўныя палавіне сумы σ_1 і σ_3; 2) крохкія матэрыялы вытрымліваюць як сціскаючыя, так і расцягваючыя

напружанні, а пераход ад першых да другіх прывядзе да ўмовы $\sigma=0$, умова (1.2) павінна быць перапісана:

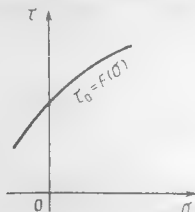
$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}=F\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}+b, \tag{1.3}$$

дзе b — трываласць матэрыялу пры чыстым зруху, г. зн. пры ўмове $\sigma=0$.

У 20—50-я гады было зроблена вельмі многа прапаноў па



Рыс. 2. Крытэрый трываласці Кулона—Мора



Рыс. 3. Залежнасць $\tau_0=F(\sigma)$

канкрэтызацыі функцыі F, якая вызначае від сячэння фігуры трываласці мерыдыяннай плоскасцю, што праходзіць праз прасторавую вось і вось сіметрыі фігуры (рыс. 3). Было зроблена таксама шмат прапаноў па ўнясенні ва ўмову (1.3) прамежкавага напружання σ_2, невялікі ўплыў якога выяўлены ў доследах. Калі ж прыняць сувязь паміж τ і σ лінейнай (што дапускаў Кулон), то залежнасць (1.3) перапішацца

$$\tau_{max}=a\sigma+b. \tag{1.4}$$

Запісваючы (1.3) для выпадкаў аднавосевага расцяжэння і сціскання, атрымаем

$$\frac{R_p}{2}=-a\frac{R_p}{2}+b, \quad \frac{R_c}{2}=a\frac{R_c}{2}+b,$$

адкуль

$$a=\frac{R_c-R_p}{R_c+R_p}, \quad b=\frac{R_c\ R_p}{R_c+R_p}. \tag{1.5}$$

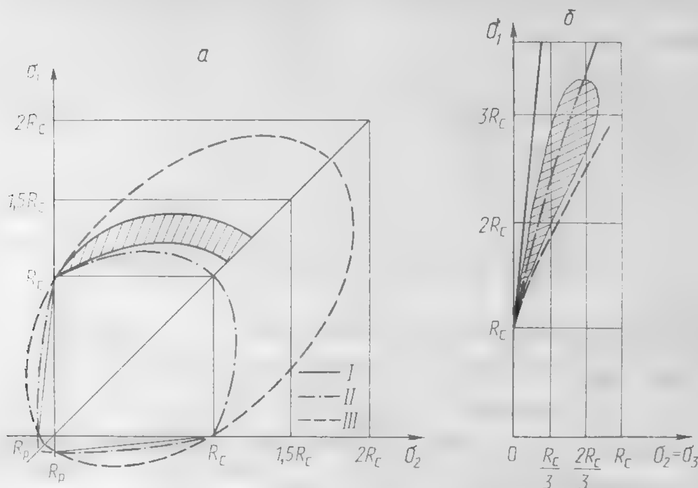
Падстаўляючы (1.5) у (1.4) і маючы на ўвазе, што

$$\tau_{max}=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}, \quad \sigma=\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2},$$

атрымаем

$$\frac{R_p}{R_c}\sigma_1-\sigma_3\leqslant R_p \quad (\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3). \tag{1.6}$$

На рыс. 4 паказаны сячэнні фігуры трываласці па (1.6) плоскасцю $\sigma_1\sigma_2$ і мерыдыяннай плоскасцю, а таксама адпаведнасць гэтага крытэрыю доследным даным бетонаў. Відаць, што крытэрый прагназіруе мінімальную з магчымых трываласцей у вобласці сцісканне—расцяжэнне, недаацэньвае на 15—30% трываласць у вобласці двухвосевага сціскання і значна пераацэньвае трываласць пры трохвосевым цыліндрычным сцісканні. Сячэнне фігуры дэвіятарнай плоскасцю паказана на рыс. 1, *б*. Пры



Рыс. 4. Адпаведнасць крытэрыяў трываласці доследным даным бетону: *а* — плоскі напружаны стан; *б* — трохвосевае цыліндрычнае сцісканне (*I* — крытэрый Кулона—Мора; *II* — Лебедзева—Пісарэнкі; *III* — Баландзіна—Геніева). Вобласць найбольш верагодных доследных даных заштрыхавана

$R_c = R_p$ крытэрый Кулона—Мора ператвараецца ў крытэрый цякучасці Трэска—Сен-Венана, які інтэрпрэтуецца ў прасторы шасцівугольнай прызмай.

Прыклад 1.1. Бетон, які мае $R_c = 200$ кгс/см², $R_p = 20$ кгс/см², нагружаны па адной з восей расцягваючымі напружаннямі, роўнымі —5 кгс/см², па другой — сціскаючымі напружаннямі, роўнымі +10 кгс/см². Вызначыць разбуральныя напружанні па трэцяй восі, калі вядома, што яны з'яўляюцца сціскаючымі. Сярэднія напружанні +10 кгс/см² выключаюцца з разгляду. З (1.6) маем $\sigma_1 = (R_c/R_p)(\sigma_3 + R_p)$. Падстаўляючы лікавыя значэнні, атрымаем $\sigma_1 = 10(20—5) = 150$ кгс/см².

Прыклад 1.2. Бетонны цыліндр з тымі ж характарыстыкамі сціснуты па бакавой паверхні напружаннямі, роўнымі 50 кгс/см². Вызначыць разбуральныя сціскаючыя напружанні на восі цыліндра. З (1.6) маем $\sigma_1 = 10(20+50) = 700$ кгс/см².

1.3. КРЫТЭРЫЙ ТРЫВАЛАСЦІ БАЛАНДЗІНА—ГЕНІЕВА

У 20—50-х гадах было прапанавана шмат крытэрыяў, у якіх разбурэнне звязвалася з дзеяннем перакоснага напружання на актаэдрычнай пляцоўцы, гранічнае значэнне якога залежала ад нармальнага напружання на гэтай жа пляцоўцы (рыс. 1, *д*). Гэта так званая гіпотэза Надаі

$$\tau_{акт} = F(\sigma_{акт}), \tag{1.7}$$

$$\tau_{акт} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2},$$

дзе $\sigma_{акт} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$.

Паколькі $\sigma_{акт}$ з дакладнасцю да пастаяннага множніка супадае з велічынёй першага інварыянта (шаравога тэнзара) напружанняў, адказнага за змяненне аб'ёму цела ў працэсе дэфармавання і звязанага з гэтым змяненнем патэнцыяльнай энергіі цела, а квадрат $\tau_{акт}$ з дакладнасцю да пастаяннага множніка супадае з велічынёй другога інварыянта дэвіятара напружанняў, адказнага за змяненне формы цела ў працэсе дэфармавання і звязанага з гэтым таксама змяненнем патэнцыяльнай энергіі, многія крытэрыі ў форме (1.7) атрымалі энергетычныя трактоўкі і інтэрпрэтацыі. У прасторы напружанняў усе гэтыя крытэрыі інтэрпрэтуюцца паверхнямі вярчэння. Паколькі крытэрыі будуюцца толькі з дапамогай інварыянтных характарыстык напружанага стану тыпу $\sigma_{акт}$ і $\tau_{акт}$, умова $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ не мае для іх сэнсу.

У 1937 г. П. П. Баландзіным была прапанавана тэорыя трываласці, заснаваная на меркаванні аб тым, што гранічнае значэнне энергіі формазмянення з'яўляецца лінейнай функцыяй шаравога тэнзара, што пасля выражэння некаторых пастаянных, падобных да (1.5), прывяло да ўмовы

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) - - (R_c - R_p)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = R_c R_p. \tag{1.8}$$

У 1958 г., зыходзячы з зусім іншых прадпасылак, умову (1.8) атрымаў Г. А. Геніеў шляхам абагульнення першай класічнай тэорыі трываласці (тэорыі найбольшых нармальных напружанняў) і тэорыі трываласці Мора. У прасторы $\sigma_1\sigma_2\sigma_3$ крытэрый інтэрпрэтуецца парабалоідам вярчэння. Яго адпаведнасць доследным даным паказана на рыс. 4. Відаць, што крытэрый пераацэньвае трываласць у вобласці сцісканне—расцяжэнне і двухвосевага сціскання і некалькі недаацэньвае яе пры трохвосевым сцісканні.

Прыклад 1.3. Бетон, які мае характарыстыкі $R_c = 200$ кгс/см^2 і $R_p = 20$ кгс/см^2, загружаны па адной восі расцягваючымі напру-

жаннямі, роўнымі —5 кгс/см², па другой — сціскаючымі, роўнымі +10 кгс/см². Вызначыць разбуральныя сціскаючыя напружанні па трэцяй восі. Падстаўляючы лікавыя значэнні ў (1.8), маем $\sigma_1^2+10^2+5^2-(\sigma_1\cdot 10-\sigma_1\cdot 5-10\cdot 5)-180(\sigma_1+10-5)=4000$, адкуль $\sigma_1=198$ кгс/см².

Прыклад 1.4. Бетонны цыліндр з тымі ж характарыстыкамі R_c і R_p сціснуты па бакавой паверхні, напрыклад, перадналружанай спіральнай арматурай напружаннямі, роўнымі 50 кгс/см². Вызначыць разбуральныя сціскаючыя напружанні па восі цыліндра. Падстаўляючы лікавыя значэнні ў (1.8), маем $\sigma_1^2+50^2+$ $+50^2-(\sigma_1\cdot 50+\sigma_1\cdot 50+2500)-180(\sigma_1+50+50)=4000$, адкуль $\sigma_1=337$ кгс/см².

1.4. КРЫТЭРЫЙ ТРЫВАЛАСЦІ ЛЕБЕДЗЕВА—ПІСАРЭНКІ

Вялікім дасягненнем у вобласці тэорый трываласці сталі прапанаваныя ў 1968 г. крытэрыі А. А. Лебедзева. Згодна з гэтымі крытэрыямі, трываласць матэрыялу вызначаецца некаторай велічынёй перакосных напружанняў і велічынёй найменшага галоўнага нармальнага напружання σ_3, што ўвогуле запісваецца

$$\sigma_{\text{пр}}^a-m_1\sigma_3^b\leqslant m_2, \qquad (1.9)$$

дзе $\sigma_{\text{пр}}$ можа быць або найбольшае перакоснае напружанне, або інтэнсіўнасць перакосных напружанняў σ_i, якая супадае з дакладнасцю да пастаяннага множніка з $\tau_{\text{акт}}$ і роўная $\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_1-\sigma_3)^2}$; m_1 і m_2 — канстанты, якія вызначаюцца падобна залежнасцям (1.5); a і b — эмпірычныя канстанты.

Дэвіятарныя сячэнні па крытэрыях (1.9) з'яўляюцца выпуклымі трохвугольнікамі, састаўленымі з дуг акружнасці. Пры $a=b=1$ умова (1.9) уяўляе сабой паверхню, апісаную вакол паверхні па крытэрыю Кулона—Мора. Пры $a=b=2$ фігура трываласці ўяўляе сабой эліпсоід, г. зн. фігуру, замкнутую з боку сціскаючых напружанняў. У абодвух выпадках дапускалася, што $\sigma_{\text{пр}}=\sigma_i$. Першы выпадак трацінь цікавасць, паколькі, ператвараючыся ў вобласці трохвосевага цыліндрычнага сціскання ў крытэрый Кулона—Мора, ён мае той самы, што і крытэрый Кулона—Мора, недахоп. Другі выпадак супярэчыць фізічнаму сэнсу, паколькі абмяжоўвае трываласць пры гідрастатычным сцісканні. Пры $a=2$, $b=1$ і $\sigma_{\text{пр}}=\sigma_i$ крытэрый (1.9) прыводзіцца да наступнай умовы:

$$\frac{R_p^2}{R_c^2}(\sigma_1^2+\sigma_2^2+\sigma_3^2-\sigma_1\sigma_2-\sigma_2\sigma_3-\sigma_1\sigma_3)-$$

$$-R_p\left(1-\frac{R_p^2}{R_c^2}\right)\sigma_3\leqslant R_p^2 \quad (\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3). \qquad (1.10)$$

Пры $R_c = R_p$ умова (1.10) ператвараецца ў крытэрый пастаянства энергіі формазмянення (трэцяя класічная тэорыя трываласці — крытэрый Губера—Мізеса—Генкі), які, як вядома, добра пацвярджаецца доследамі з металамі. Пры $R_p = 0$ умова (1.10) ператвараецца ў першую тэорыю трываласці, якая можа лічыцца добрым прыбліжэннем для ідэальна крохкіх матэрыялаў. Сячэнні паверхні па ўмове (1.10) і яе адпаведнасць доследным даным бетону паказаны на рыс. 4. Відаць, што крытэрый добра апісвае трываласць у абласцях сцісканне — расцяжэнне і трохвосевага цыліндрычнага сціскання. Аднак дэвіятарныя сячэнні паверхні па гэтым крытэрыю ўсё яшчэ недастаткова выпуклыя, і таму ён некалькі недаацэньвае трываласць бетонаў пры двухвосевым сцісканні. Практычнае значэнне можа мець крытэрый па (1.10), калі прыняць $a=2$, $b=1$, $\sigma_{пр}=\tau_{max}$. У гэтым выпадку маем умову

$$\frac{R_p^2}{R_c^2}(\sigma_1-\sigma_3)^2 - R_p\left(1-\frac{R_p^2}{R_c^2}\right)\sigma_3 \leqslant R_p^2$$

$$(\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3). \qquad (1.11)$$

Прыклад 1.5. Зыходныя даныя тыя ж, што і ў прыкладах 1.1 і 1.3. Падстаўляючы лікавыя значэнні ў (1.11), маем $0{,}01(\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot 10 + 100 + 50 + 25 + 5\sigma_1) + 19{,}8 \cdot 5 = 400$, адкуль $\sigma_1 = 175$ кгс/см^2.

Прыклад 1.6. Зыходныя даныя тыя ж, што і ў прыкладах 1.2 і 1.4. Падстаўляючы лікавыя значэнні, маем $0{,}01(\sigma_1^2 - 50\sigma_1 + 2500 - 2500 + 2500 - 50\sigma_1) - 19{,}8 \cdot 50 = 400$, адкуль $\sigma_1 = 423$ кгс/см^2.

РАЗДЗЕЛ 2

ДЭФАРМАТЫЎНЫЯ ЎЛАСЦІВАСЦІ БЕТОНУ

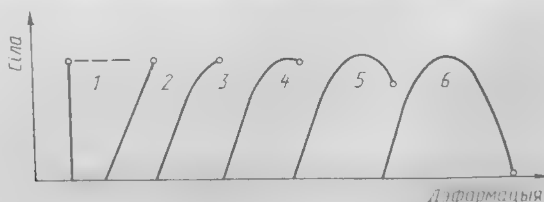
Мы зразумелі таксама, што амаль усе тэорыі атрымліваюць сваю сілу з нешматлікіх парадыгмальных выпадкаў і для таго, каб яны маглі справіцца з астатнімі фактамі, іх даводзіцца скажаць.

П. ФЕЙЕРАБЭНД

2.1. АГУЛЬНЫЯ ПАЛАЖЭННІ

Паколькі жалезабетон уяўляе сабой кампазіт, які складаецца з разнажорсткіх матэрыялаў, улік дэфарматыўных уласцівасцей яго састаўляючых з'яўляецца неабходным, бо толькі з дапамогай такога ўліку можна вызначыць, якую частку намагання ўспрымае бетон, а якую арматура. Спроба ў пластычным падыходзе вызначыць гэтыя часткі праз трываласць бетону і сталі з'яўляецца неадэкватнай, бо суадносіны гэтых частак залежаць ад модуляў дэфармацый бетону і сталі, у ходзе нагрузкі не застаюцца пастаяннымі і матэрыялы дасягаюць свайго гранічнага стану неадначасова.

На рыс. 5, запазычаным з [4], паказана развіццё ўяўленняў аб разбурэнні і дэфармаванні матэрыялаў. Пругкі разлік жалезабетону, што панаваў у нас у краіне да 30—40-х гадоў, быў заменены на пластычны, у якім больш пашыраныя і паглыбленыя ўяўленні аб разбурэнні ад схемы *2* да схемы *5* улічваліся ў разліках не шляхам увядзення так ці інакш апраксіміраваных дыяграм напружанне—дэфармацыя, а шляхам увядзення ў трываласныя характарыстыкі і гранічныя нагрузкі тых ці іншых эмпірычных каэфіцыентаў. Няцяжка заўважыць, што падыход, развіты ў пластычнай тэорыі жалезабетону, адпавядае першай дыяграме на рысунку. Гарызантальная пункцірная лінія на схеме *1* адлюстроўвае з'ўленне неабмежаванай пластычнасці ма-



Рыс. 5. Развіццё ўяўленняў аб разбурэнні і дэфармацыях матэрыялаў: *1* — да XVII ст.; *2* — XVII—XVIII; *3* — XIX; *4* — пачатак XX ст.; *5* і *6* — 30—50-я гг. XX ст.

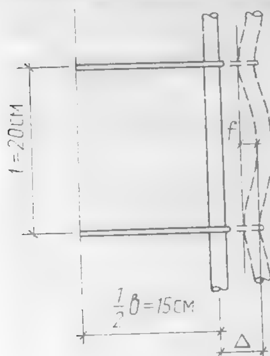
тэрыялаў пасля дасягнення імі некаторай гранічнай сілы пачатку цякучасці. Супраць жа неабходнасці браць пад увагу ў разліках поўную дыяграму па схеме *6* да гэтага часу высоўваюць два наступныя пярэчанні. Першае — паводзіны бетону на сыходных участках дыяграм не аказваюць вялікага ўплыву на вынікі разліку, паколькі бетон на гэтых участках ужо фактычна разбураны. Другое — канкрэтная форма крывой на сыходных участках залежыць ад вельмі многіх цяжкакантралюемых, малавывучаных фактараў, такіх, як хуткасць разгрузкі, зыходная трываласць бетону, назапашаная энергія і да т. п., і таму не можа быць эксперыментальна дакладна вывучана і ўлічана ў разліках. Неабходна перш за ўсё адзначыць, што гэтыя два аргументы ўзаемазвязаныя, падтрымліваюць адзін аднаго, другі з'яўляецца вынікам першага — форма крывой здаецца безнадзейна непастаяннай і цяжкавызначаемай толькі да таго часу, пакуль яна не можа знайсці ніякага практычнага прымянення; практычнага ж прымянення ўсе веды аб спадаючых участках крывых σ—ε не могуць знайсці таму, што ў пануючым зараз пластычным разліку жалезабетону ігнаруюцца ўсе дэфарматыўныя ўласцівасці матэрыялаў, нават на ўзыходным участку дыяграмы σ—ε. Сітуацыя, якая даволі часта сустракаецца ў навуцы і добра вывучана метадалогіяй,—калі навуковая тэорыя сама задае сабе мэту і аб'екты вывучэння і ігнаруе ўсё, што застаецца недаступным гэтай тэорыі.

На рыс. 6 паказаны ў адным маштабе дыяграмы бетону сярэдняй трываласці і дзвюх сталей — нізкамарачнай з участкам цякучасці і высокатрывалай. Пры рабоце на расцяжэнне малюнак даволі ясны — бетон выключаецца з работы задоўга да страты здольнасці супраціўлення сталі. Пры рабоце на сцісканне сітуацыя намнога больш цікавая і незразумелая. Так, пры нейкай невядомай ступені разбуранасці бетону сціснутая арматура можа страціць устойлівасць, не дасягнуўшы, такім чынам, сваіх гранічных значэнняў трываласці; магчыма пераразмеркаванне намагання з бетону на арматуру; нарэшце, сумесная работа бетону і арматуры абцяжарвае і змяншае паступленне вызваленай энергіі на развіццё трэшчын у бетоне, а гэта можа зрабіць фор-

Рыс. 6. Дыяграма σ—ε бетону і сталей

му крывой на сыходным участку больш пакатай, чым на ўзыходным.

Перш за ўсё адзначым, што страта ўстойлівасці сціснутых арматурных стрыжняў у бетоне мае мала агульнага з класічнай стратай устойлівасці ў духу супраціўлення матэрыялаў, паколькі арматура губляе ўстойлівасць не ў любым адвольным напрамку, а ў строга вызначаным — пад ціскам бетону, што расшыраецца, наверх ад папярэчнага сячэння. Далей, шчыльнасць бетону, які нават разбураецца, у многа разоў большая за шчыльнасць паветра, у якім губляе ўстойлівасць класічны супраматаўскі стрыжань. Нарэшце, страта ўстойлівасці ў класічным духу немагчымая пры паралельна ўключаных бетоне і сталі, паколькі страта ўстойлівасці імгненна перараэмяркоўвае напружанні, разгружаючы арматуру і перапыняючы яе выпучванне. З улікам



Рыс. 7. Да ацэнкі выгіну падоўжнай арматуры

таго што падоўжная арматура заўсёды бывае перахоплена хамутамі і таму пры восевым дэфармаванні элемента пад ціскам бетону, які расшыраецца, падвяргаецца выгіну, адным з рэальных фактараў, што патрабуе ацэнкі, з'яўляецца разлік напружанняў выгіну ў падоўжнай арматуры і параўнанне іх з восевымі напружаннямі сціску (рыс. 7).

Зробім грубую ацэнку напружанняў выгіну ў падоўжнай арматуры. Даволі дакладна вызначана, што дэфармацыя, адпаведная трываласці бетону пры аднавосевым сцісканні, роўная прыблізна $2\cdot10^{-3}$. Няхай бетон, працуючы на сыходным участку дыяграмы $\sigma-\varepsilon$, страціў палову сваёй трываласці і арматура ніяк не ўплывае на форму сыходнага ўчастка, г. зн. пакатасць дыяграмы $\sigma-\varepsilon$ аднолькавая на ўзыходным і сыходным участках дыяграмы. Тады восевую дэфармацыю, пры якой будзем рабіць ацэнку, можна прыняць роўнай $3\cdot10^{-3}$. Прымем суадносіны папярочных і падоўжных дэфармацый роўнымі 0,5. Большае значэнне гэтай велічыні назіраецца, як правіла, пры адсутнасці перашкоды для папярочных дэфармацый; у нашым жа выпадку стрыжань, падвергнуты выгіну, і хамуты, якія расцягваюцца, аказваюць рэактыўны ціск на бетон. На аснове элементарных падлікаў лёгка знайсці, што, напрыклад, пры $\varepsilon=3\cdot10^{-3}$ для калоны шырынёй 30 см $\Delta=22{,}5\cdot10^{-3}$ см. Паколькі выгін падоўжнай арматуры магчымы толькі дзякуючы перахвату яе хамутамі (без хамутоў падоўжныя стрыжні пад уздзеяннем папярочных дэфар-

мацый проста перамясціліся б убок), пры ацэнцы выгіну неабходна ўлічваць хамуты. Відавочна, што суадносіны Δ і f залежаць ад дыяметра хамутоў і падоўжных стрыжняў: чым больш тонкія хамуты, тым большыя адносіны Δ/f. У якасці першага прыбліжэння гэтыя суадносіны можна знайсці з умовы мінімуму патэнцыяльнай энергіі, назапашваемай у хамутах і стрыжнях. З сумеснага рашэння ўраўненняў

$$U_{\text{выг}} = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2E_s I_s}, \tag{2.1}$$

$$M = \frac{qx}{2}(l - x), \tag{2.2}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384 E_s I_s} \tag{2.3}$$

знойдзем энергію выгіну падоўжных стрыжняў:

$$U_{\text{выг}} = 49 \frac{E_s I_s}{l^3} f^2. \tag{2.4}$$

Энергія расцяжэння хамутоў

$$U_{sw} = \frac{E_{sw} A_{sw}}{b} (\Delta - f)^2. \tag{2.5}$$

З умовы

$$\frac{d}{df}(U_{\text{выг}} + U_{sw}) = 0 \tag{2.6}$$

знойдзем

$$f = \frac{E_{sw} A_{sw} \Delta}{E_{sw} A_{sw} + \dfrac{49 E_s I_s b}{l^3}}. \tag{2.7}$$

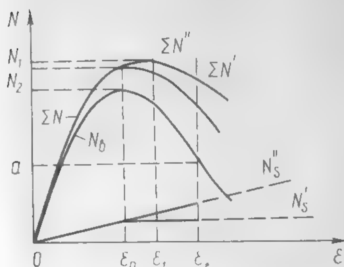
Калі $A_{sw} = 1$ см² (2Ф8) і $A_s = 3{,}14$ см² (1Ф20), то $f = 19 \cdot 10^{-3}$ см. З умоў $M = ql^2/8$, $\sigma = M/W$ і (2.3) знойдзем

$$\sigma_{\text{выг}} = 307 \frac{E_s I_s f}{l^2 \pi d^3}, \tag{2.8}$$

што пры падстаноўцы лікавых значэнняў дае $\sigma_{\text{выг}} = 900$ кгс/см², у той час як напружанні сціскання роўныя $\sigma_c = 3 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^6 = 6000$ кгс/см².

Такім чынам, напружанні выгіну складаюць каля 15% напружанняў сціскання. Неабходна адзначыць, што на самай справе гэта велічыня будзе меншай, таму што хамуты будуць расцяг-

вацца нават пры адсутнасці падоўжнай арматуры, паколькі бетон мае жорсткасць, адрозную ад нуля. Інакш гаворачы, у (2.7) у назоўніку павінен быць член, што ўлічвае ўласцівасці бетону, які разбураецца, і тады ні пры якіх умовах роўнасць $\Delta = f$ не мела б месца. На аснове вышэйпададзенага разліку і папярэдніх разважанняў прымем важную спрашчальную гіпотэзу, згодна з якой да захавання бетонам, што разбураецца, паловы сваёй зы-



Рыс. 8. Суадносіны намаганняў у сціснутым жалезабетонным элеменце

ходнай трываласці бетон і падоўжная арматура дэфармуюцца сумесна, пры гэтым на эфекты страты ўстойлівасці і выпучвання арматуры ўвагі не звяртаем.

На рыс. 8 схематычна паказана работа паралельна ўключаных бетону і сталі ў восях намаганне — дэфармацыя. Тут $N_в$, N_s', N_s'' — намаганні, якія ўспрымаюць адпаведна бетон, арматура з нізкатрывалай сталі і арматура з высокатрывалай сталі, ΣN — сумарнае намаганне, успрымаемае элементам. Нахіл ліній N_s' і N_s'' да восі ε можа быць любым і залежыць ад працэнта арміравання. Дэфармацыя ε_* адпавядае страце бетонам паловы зыходнай трываласці (пункт a на восі ON). На схеме добра відаць, што калі дэфармацыя пачатку цякучасці сталі і дэфармацыя, адпаведная трываласці бетону, супадаюць (пункт ε_0), то дэфармацыя элемента ў момант дасягнення ім максімальнага намагання застаецца той жа самай — ε_0; калі прымяняецца арматура з дэфармацыяй, адпаведнай пачатку цякучасці або часоваму супраціўленню, большай чым ε_0, то дэфармацыя элемента ў момант дасягнення ім $N = N_{max}$ узрастае да ε_1. З эксперыментаў усе гэтыя эфекты добра вядомы, але пры пластычным падыходзе, які ігнаруе дэфарматыўныя ўласцівасці бетону і сталі, яны атрымліваюць вербальна-схаластычнае тлумачэнне (высокатрывалая арматура лепш працуе на сцісканне, чым нізкатрывалая, таму што яна высокатрывалая; дэфармацыі сціскаемага элемента з высокатрывалай арматурай большыя, таму што большая дэфарматыўнасць высокатрывалай арматуры), а ўлік вывучаных эфектаў у разліках робіцца шляхам назначэння асобых трываласцей арматурных сталей на сцісканне.

2.2. АСАБЛІВАСЦІ ДЭФАРМАТЫЎНЫХ УЛАСЦІВАСЦЕЙ БЕТОНУ

Дэфармацыі бетонаў залежаць ад вельмі многіх фактараў. Відавочна, што ў разліку, арыентаваным на прымяненне ў практыцы праектавання, могуць быць улічаны толькі асноўныя дэфарматыўныя ўласцівасці. Гэта непазбежна, паколькі ўлік усіх вядомых у наш час асаблівасцей зрабіў бы разлік з-за яго складанасці, непазбежнасці апісак і памылак пры гэтым непрыгодным нават пры выкарыстанні ЭВМ. Акрамя таго, дакладнасць разлікаў павінна быць узгоднена з дакладнасцю ўсіх зыходных даных, якія пры сучасным узроўні тэхналогіі вар'іруюцца ад сваіх намінальных значэнняў на ± 10—15%. Нарэшце, калі ў традыцыйным, пластычным падыходзе ў разліках трываласці ігнаруюцца ўсе дэфарматыўныя ўласцівасці бетонаў і сталей, то ў падыходзе, наступным за ім па часе, могуць быць улічаны не ўсе, а толькі асноўныя дэфарматыўныя ўласцівасці бетонаў і сталей. Усё вышэйсказанае робіць улік фактараў са значнасцю менш чым 10—15% у цяперашні час дачасным і нерэальным.

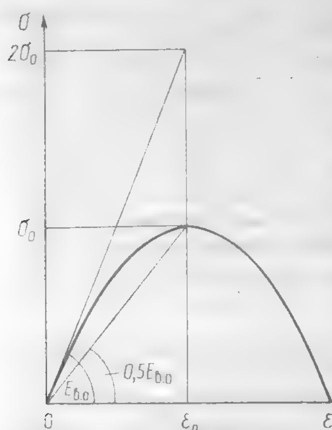
Адзін з першых і лепшых аглядаў дэфарматыўных уласцівасцей бетонаў выкладзен у манаграфіі [1]. Нагадаем гэтыя ўласцівасці.

1. Велічыня дэфармацый бетону ў вельмі вялікай ступені залежыць ад віду напружанага стану. Чым больш высокія напружанні здольны вытрымаць бетон, тым большыя дэфармацыі адпавядаюць гэтым напружанням. Так, дэфармацыі, што адпавядаюць трываласці пры аднавосевым сцісканні, роўныя прыкладна $2 \cdot 10^{-3}$, дэфармацыі ж, адпаведныя трываласці бетону пры аднавосевым расцяжэнні, прыкладна ў 10 разоў меншыя. Аналагічная адпаведнасць назіраецца і пры іншых відах напружаных станаў. Напрыклад, калі трываласць пры двухвосевым сцісканні павялічваецца ў 1,3 раза, то прыкладна на столькі ж павялічваюцца і яго гранічныя дэфармацыі.

2. Дыяграмы σ—ε бетонаў носяць ярка выражаны нелінейны характар, нагадваючы па форме перавернутую парабалу. Найбольшая колькасць эксперыментальных даных, што пацвярджаюць такую форму, атрымана пры аднавосевым сцісканні, менш — пры аднавосевым расцяжэнні, сцісканні-расцяжэнні, двух- і трохвосевым сцісканні (рыс. 9). Пры аднавосевым расцяжэнні і блізкім да яго расцяжэнні-сцісканні зафіксаваць такія дыяграмы найбольш складана, паколькі разбурэнне носіць імгненны крохкі характар. Гэта ўдаецца толькі пры паралельным уключэнні ў работу бетону і сталі, калі адбываецца пастаяннае пераразмеркаванне намаганняў з бетону на арматуру і лішак вызваленай пры разбурэнні энергіі не прыводзіць да яго імгненнага разбурэння. Менавіта гэта мае месца пры рабоце на расцяжэнне ці расцяжэнне-сцісканне сячэнняў канструкцый, моцна насычаных арматурай. Парабалічны характар дыяграм некалькі парушаецца ва ўмовах трохвосевага сціскання, калі вельмі вялікае

бакавое абцісканне, што мае месца, напрыклад, пры магутнай стальной абойме, надзетай на цыліндрычны ўзор, загружаемы восевай сілай. У гэтым выпадку адбываецца як бы перамолванне бетону і ён успрымае нарастаючае восевае намаганне сіламі трэння паміж высокатрывалымі састаўляючымі бетону.

Поўныя дэфармацыі бетону складаюцца з пругкіх, вязкапластычных і дэфармацый за кошт трэшчын. Пругкія дэфармацыі характарызуюцца сваёй поўнай абарачальнасцю пры разгрузцы. Яны складаюць большую частку дэфармацый да ўзроўню 0,3—0,6 ад разбуральнага. Пластычныя дэфармацыі можна характарызаваць як неабарачальныя, астаткавыя пры імгненным прыкладанні нагрузкі. Вязкія дэфармацыі развіваюцца з часам. Аддзяленне пластычных дэфармацый ад вязкіх у вялікай ступені ўмоўнае. Калі дэфармацыі развіваюцца на працягу гадоў ці меся-



Рыс. 9. Ідэалізаваная (разліковая) дыяграма σ—ε бетонаў

цаў, то іх называюць дэфармацыямі паўзучасці. Цяжка таксама аддзяліць пластычныя дэфармацыі ад дэфармацый за кошт трэшчын. Першыя ў асноўным пераважаюць на ўзыходных участках дыяграм σ—ε, апошнія — на сыходных, калі выразна бачны магістральныя трэшчыны. Рэзкае павелічэнне аб'ёму цела перад разбурэннем звязваюць у асноўным з трэшчынамі адрыву.

3. Як вядома, адносіны папярочных дэфармацый да падоўжных пры аднавосевым сцісканні атрымалі назву каэфіцыента папярочных дэфармацый, або (для выпадку пругкай сувязі σ—ε) каэфіцыента Пуасона. Для металаў гэта велічыня прыкладна роўная 0,25—0,3, і, што самае галоўнае, яна застаецца пастаяннай аж да пераходу металу ў цякучы пластычны стан, пры якім гэты каэфіцыент рэзка ўзрастае да велічыні 0,5; аб'ём цела ў такім цякучым стане застаецца пастаянным. Гэта дазваляе для металаў разглядаць каэфіцыент Пуасона як некаторую канстанту і такім чынам звязваць напружанні і дэфармацыі металаў з дапамогай гэтага каэфіцыента. Для бетону гэта велічыня не мае такога пэўнага значэння. Роўная пры малых узроўнях нагрузкі 0,15—0,25, з ростам напружанняў яна манатонна ўзрастае, дасягаючы пры ўзроўні R_c велічыні 0,6—0,8, а на сыходных участках дыяграм σ—ε, калі бетон раздзяляецца бачнымі трэшчынамі на кавалкі, відаць, яшчэ большых велічынь. Пры такім змя-

ненні гэтага каэфіцыента выкарыстанне яго па аналогіі з металамі для сувязі дэфармацый розных напрамкаў у многім перастае быць эфектыўным. Гэта заахвочвае да пошуку і развіцця іншых спосабаў сувязі дэфармацый розных напрамкаў пры стварэнні розных дэфармацыйных тэорый бетонаў.

4. І, нарэшце, спецыфічнай уласцівасцю бетону з'яўляецца яго здольнасць перад разбурэннем павялічвацца ў аб'ёме. Гэта так званая дылатансія. Яна, як няцяжка здагадацца, абавязана сваім паходжаннем трэшчынам адрыву і ў асноўным макратрэшчынам, што рассякаюць вялікія аб'ёмы цела. Пры чыстым расцяжэнні гэтая з'ява не выражана ярка, таму што аб'ём цела ў дадзеным выпадку павялічваецца з самага пачатку загрузкі; у вобласці сціскання-расцяжэння, адна- і двухвосевага сціскання гэтая з'ява адлюстравана найбольш выразна — спачатку аб'ём цела памяншаецца, а затым пры напружаннях 0,7—0,8 ад разбуральных ён пачынае ўзрастаць, часта пераўзыходзячы першапачатковы; пры трохвосевым сцісканні гэтая з'ява зноў губляе сваю выразнасць, паколькі, хоць аб'ём і павялічваецца перад разбурэннем, ён часта не дасягае свайго першапачатковага значэння, г. зн. цела разбураецца, застаючыся як бы спрасаваным. Гэты апошні выпадак не мае вялікага практычнага значэння: ён характэрны толькі для работы бетону ў вельмі магутных стальных абоймах, калі здольнасць супраціўлення вызначаецца ў асноўным здольнасцю супраціўлення абоймы. Дылатансію трэба лічыць адной з асноўных уласцівасцей бетону. Папярочная арматура загружаецца і пачынае працаваць толькі пры рэзкім павелічэнні аб'ёму, якое назіраецца ў бетонаў толькі перад разбурэннем і асабліва пры разбурэнні, якое на дыяграмах σ—ε адпавядае іх сыходным участкам.

2.3. ДЭФАРМАЦЫЙНАЯ ТЭОРЫЯ РАЗБУРЭННЯ БЕТОНУ

Пры распрацоўцы дэфармацыйнай тэорыі разбурэння бетону асноўныя прынцыпы былі запазычаны з дэфармацыйнай тэорыі пластычнасці Геніева [1]. Тэорыя Геніева з'яўляецца першай і да гэтага часу найбольш строгай і абгрунтаванай спробай звязаць напружанні і дэфармацыі бетону або, інакш, матэматычна апісаць яго дэфарматыўныя ўласцівасці. Залежнасці гэтай тэорыі маюць інварыянтную структуру адносна напружанняў і дэфармацый. На аснове гэтай тэорыі ўдалося рашыць некаторыя самыя простыя задачы аб здольнасці супраціўлення круглых бетонных спіральна-арміраваных стоек [1]. З прычыны незвычайнай груваісткасці гэтых рашэнняў тэорыя для больш складаных задач жалезабетону не змагла знайсці прымянення ў праектнай інжынернай практыцы нават пры выкарыстанні ЭВМ. Акрамя таго, назапашаны да гэтага часу эксперыментальны матэрыял сведчыць, што тэорыя пры аднавосевым сцісканні прыкладна ў 1,5 раза заніжае дэфармацыю ε_1, адпаведную трываласці [1].

Вядомая таксама яшчэ больш складаная дэфармацыйная тэорыя Казачэўскага [5].

Актуальным стала пытанне стварэння дэфармацыйнай тэорыі, даступнай для выкарыстання ў практыцы інжынерных разлікаў, што, на наш погляд, стане магчымым, калі разлік можна будзе выканаць на індывідуальных міні-ЭВМ, мікракалькулятарах з праграміраваннем і, акрамя таго, калі ён будзе дапускаць кантроль ручным падлікам. Спрашчэнне складаных тэорый магчыма, як правіла, за кошт звужэння кола рашаемых задач і паніжэння дакладнасці ў дапушчальных межах, што і было прынята ў нашым выпадку.

Перш за ўсё, улічваючы, што сярэдняе галоўнае напружанне аказвае другарадны ўплыў на трываласць, з разгляду выключаецца як гэтае напружанне, так і адпаведная яму дэфармацыя. Гэта дазваляе ў якасці крытэрыю трываласці, што ўваходзіць у дэфармацыйную тэорыю, выкарыстоўваць лінейныя залежнасці крытэрыю трываласці Кулона—Мора, папярэдне мадыфікаваўшы іх для ліквідацыі ўласцівых крытэрыю недахопаў — недаацэнкі трываласці ў вобласці сціскання-расцяжэння і пераацэнкі яе пры цыліндрычным трохвосевым сцісканні. Патрэбнае для карыстання гэтым крытэрыем веданне напрамкаў галоўных восей для стрыжнявых канструкцый лёгка атрымаць, паколькі восевыя напружанні з'яўляюцца для іх пераважнымі. Другім спрашчэннем стала выражэнне дэфармацыйных залежнасцей у форме $\varepsilon=f(\sigma)$, а не ў форме $\sigma=f(\varepsilon)$. Гэта стала магчымым дзякуючы прынятаму асноўнаму напрамку разліку дэфармацыя→напружанне→намаганне, пры гэтым размеркаванне дэфармацый вызначаецца на аснове метадаў і прадпасылак гіпотэз супраціўлення матэрыялаў.

Прымем у якасці «інварыянтных» характарыстык напружана-дэфармаванага стану элементарнага аб'ёму найбольшае сціскаючае напружанне σ_1 і найбольшую нармальную дэфармацыю ўкарачэння ε_1. Для найбольш распаўсюджаных і адказных дэфармацыйных станаў стрыжнявых канструкцый гэтае спрашчэнне дае невялікую хібнасць. Для выдзялення σ_1 зробім наступныя пераўтварэнні. Перапішам умову (1.4) з улікам (1.5):

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}=\frac{R_c-R_p}{R_c+R_p}\,\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}+\frac{R_cR_p}{R_c+R_p}\,. \qquad (2.9)$$

Памножыўшы абедзве часткі на 2 і прыняўшы $R_cR_p/(R_c+R_p)=$ $=R_п$ (трываласць пры чыстым перакосе), умову (2.9) запішам

$$\sigma_1-\sigma_3=R_п\,[\alpha(\sigma_1+\sigma_3)+2], \qquad (2.10)$$

дзе $\alpha=(R_c-R_p)/R_cR_p$.

Выдзяляючы з (2.10) σ_1 і выконваючы пераўтварэнні, атрымаем

$$\sigma_{1.0}=\frac{2R_п+(1+R_п\alpha)\sigma_3}{1-R_п\alpha}\,, \qquad (2.11)$$

ці ў скарочаным запісу

$$\sigma_{1,0} = \frac{2R_п + \varphi\sigma_3}{\beta}, \qquad (2.12)$$

дзе $\beta = 1 - R_п\alpha$; $\varphi = 1 + R_п\alpha$. Індэкс «0» пры σ_1 адрознівае гранічныя (максімальныя) напружанні па восі 1 ад астатніх напружанняў па гэтай жа восі; пры аднавосевым сцісканні, расцяжэнні і чыстым зруху гэтыя напружанні называюцца трываласцю $R_с$, $R_р$ і $R_п$.

Пры канкрэтызацыі асноўнай фізічнай залежнасці

$$\sigma_1 = E_в(\varepsilon_1)\,\varepsilon_1 \qquad (2.13)$$

будзем меркаваць следам за [1], што $E(\varepsilon_1)$ з'яўляецца для бетонаў лінейнай функцыяй ε_1, а менавіта

$$E_в(\varepsilon_1) = E_{в.о}\left(1 - \frac{\varepsilon_1}{2\varepsilon_{1,0}}\right), \qquad (2.14)$$

дзе $E_{в.о}$ — пругкі модуль дэфармацыі (пачатковы модуль пругкасці); $\varepsilon_{1,0}$ — дэфармацыя па восі 1, адпаведная напружанню $\sigma_{1.0}$.

Залежнасць (2.14) геаметрычна інтэрпрэтуецца як вугал нахілу сякучай, што праходзіць праз пачатак каардынат і пункты на перавернутай квадратнай парабале. Вугал нахілу ёсць не што іншае, як модуль дэфармацыі бетону; пры $\varepsilon_1 = 0$ гэты вугал роўны $2\sigma_{1.0}/\varepsilon_{1.0}$ і адпавядае пачатковаму модулю пругкасці $E_{в.о}$, пры $\varepsilon_1 = \varepsilon_{1,0}$ модуль дэфармацыі $E_в$, відавочна, роўны $0{,}5E_{в.о}$. Улічваючы, што $\varepsilon_{1,0} = 2\sigma_{1,0}/E_{в.о}$, залежнасць (2.14) будзе мець выгляд

$$E_в(\varepsilon_1) = E_{в.о}\left(1 - \frac{\varepsilon_1 E_{в.о}}{4\sigma_{1,0}}\right), \qquad (2.15)$$

або з улікам (2.11)

$$E_в = E_{в.о}\,\frac{4(2R_п + \varphi\sigma_3) - \varepsilon_1 E_{в.о}\beta}{4(2R_п + \varphi\sigma_3)}. \qquad (2.16)$$

Раней было адзначана, што поўная дэфармацыя бетону складваецца з дэфармацый пругкіх, пластычных (трэшчыны перакосу) і дэфармацый за кошт трэшчын адрыву. Трэшчыны адрыву не могуць утварацца ў плоскасцях, нармальных дзеянню σ_1 (у момант іх утварэння яны адразу самкнуліся б і ператварыліся ў трэшчыны зруху); яны ў асноўным арыентуюцца ўздоўж лініі дзеяння гэтых напружанняў. З тэорыі малых пругкапластычных дэфармацый вядома, што калі дэфармаванне адбываецца без парушэння суцэльнасці цела, то захоўваецца падабенства дэвіятараў напружанняў і дэфармацый. Паколькі ў напрамку 1 на-

рушэння суцэльнасці няма, то для дэфармацый ε_1 можна запісаць

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_в(\varepsilon_1)} [\sigma_1 - \nu(\varepsilon_1)(\sigma_2 + \sigma_3)], \tag{2.17}$$

дзе $\nu(\varepsilon_1)$ — пругкапластычны каэфіцыент папярочнай дэфармацыі, які з'яўляецца функцыяй ε_1.

Для папярочных дэфармацый з-за трэшчын адрыву падобнасць дэвіятараў парушаецца, і гэта абавязвае пры выражэнні дэфармацый дабавіць член, які ўлічвае дэфармацыі Δ за кошт трэшчын адрыву:

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E_в(\varepsilon_1)} [\sigma_3 - \nu(\varepsilon_1)(\sigma_1 + \sigma_2)] - \Delta. \tag{2.18}$$

Прымем, што $\Delta = q_0\varepsilon_1^2$, дзе q_0 — модуль дылатансіі, а нелінейнасць Δ адлюстроўвае ў самым простым выглядзе апераджальны рост папярочных дэфармацый перад разбурэннем бетону.

Залежнасці (2.17) і (2.18) нават пасля выражэння $\nu = \nu(\varepsilon_1)$ у любой самай простай форме застаюцца ўсё яшчэ малапрыгоднымі для прымянення ў разліках жалезабетону. Таму прымем гіпотэзу, што поўная дэфармацыя складаецца з пругкапластычнай дэфармацыі, абумоўленай напружаннямі таго ж напрамку, і дэфармацыі за кошт трэшчын адрыву, інакш, уся папярочная дэфармацыя пры $\sigma_3 = 0$ абумоўліваецца толькі трэшчынамі адрыву. Гэта раўназначна прыняццю ў (2.17) і (2.18) $\nu = 0$. Тады замест (2.17) і (2.18) пасля элементарных пераўтварэнняў атрымаем

$$\varepsilon_1 = \frac{4\sigma_1(2R_п + \varphi\sigma_3)}{E_{в.о}[4(2R_п + \varphi\sigma_3) - \varepsilon_1 E_{в.о}\beta]}, \tag{2.19}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{4\sigma_3(2R_п + \varphi\sigma_3)}{E_{в.о}[4(2R_п + \varphi\sigma_3) - \varepsilon_1 E_{в.о}\beta]} - q_0\varepsilon_1^2. \tag{2.20}$$

Для вызначэння q_0 можна выкарыстаць любыя эксперыментальныя даныя, у якіх замяраліся падоўжныя і папярочныя дэфармацыі. Напрыклад, у выпадку аднавосевага сціскання выразы для ε_1 і ε_3 запісваюцца

$$\varepsilon_1 = \frac{8R_п\sigma_1}{E_{в.о}(8R_п - \varepsilon_1 E_{в.о}\beta)}, \tag{2.21}$$

$$\varepsilon_3 = -q_0\varepsilon_1^2. \tag{2.22}$$

Калі ж эксперыментальныя даныя ε_1 і ε_3 адсутнічаюць, то q_0 можна вызначыць, выкарыстаўшы нарматыўныя велічыні $R_{вп}$ па БНіП. Улічваючы, што ўсе даныя БНіП і асабліва $R_{вtп}$ апрацоўваліся з мэтай уліку зменлівасці і надзейнасці, неабходна пры-

мацць $R_{\text{вtn}}=0{,}1R_{\text{вn}}$ для звычайных бетонаў або па залежнасці, аналагічнай (2.27), для высокатрывалых бетонаў.

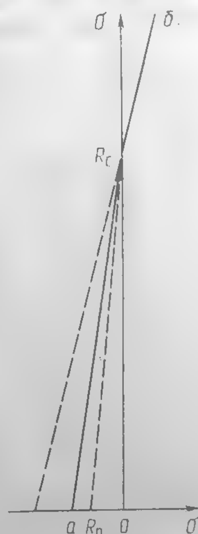
Для выражэння q_0 прымем наступную праўдападобную гіпотэзу аб тым, што ў момант страты здольнасці супраціўлення (разбурэння бетону) рознасць паміж восевай і папярочнай дэфармацыямі незалежна ад віду напружанага стану роўная лінейнай дэфармацыі пры аднавосевым расцяжэнні, якая, як вядома, роўная $\varepsilon_{\text{р. о}}=2R_{\text{р}}/E_{\text{в. о}}$. Тады, згодна з гіпотэзай, $\varepsilon_1+\varepsilon_3=\varepsilon_{\text{р}}$, ці, інакш, у функцыі дэфармацый аднавосевага сціскання

$$\frac{2R_{\text{c}}}{E_{\text{в.о}}}-q_0\left(\frac{2R_{\text{c}}}{E_{\text{в.о}}}\right)^2=-\frac{2R_{\text{р}}}{E_{\text{в.о}}}, \qquad (2.23)$$

адкуль

$$q_0=\frac{E_{\text{в.о}}(R_{\text{c}}+R_{\text{р}})}{2R_{\text{c}}^2}. \qquad (2.24)$$

Раней называліся недахопы крытэрыю Кулона—Мора — некаторая (парадку 15—30%) недаацэнка трываласці ў вобласці сцісканне-расцяжэнне, двухвосевага сціскання і істотная (у 1,5—2,5 раза) пераацэнка трываласці пры трохвосевым сцісканні [3]. Ліквідуем неадпаведнасць у першай і трэцяй абласцях, уводзячы дзве зоны трываласці: *а* і *б* (рыс. 10). Недаацэнку трываласці пры двухвосевым сцісканні ліквідаваць практычна немагчыма (з-за ігнаравання сярэдняга напружання σ_2), але яна можа быць прынята, паколькі невялікая і «працуе ў запас трываласці». Нявыхад гранічнай прамой на пункт $R_{\text{р}}$ таксама не вядзе да вялікіх памылак (рыс. 10). Справа ў тым, што існуюць шматлікія сведчанні (і галоўнае сярод іх — замена трохвугольнай эпюры напружанняў на прамавугольную пры разліку на ўтварэнне трэшчын у выгінаемых элементах) таго, што бетон, працуючы на расцяжэнне ў акружэнні арматуры (пры наяўнасці нават мізэрнага расцяжэння неарміраваны бетон не прымяняецца), паказвае большую трываласць і дэфарматыўнасць, чым у чыста бетонных узорах. Можна таксама меркаваць, што велічыні $R_{\text{вtn}}$ па БНіП істотна заніжаны як з-за недасканаласці прымяняемых методык выпрабаванняў, так і з-за чыста прагматычных меркаван-



Рыс. 10. Гранічныя прамыя: *а* — R_{c} — зона трываласці *а*; R_{c} — *б* — зона трываласці *б*

няў. Нагадаем таксама, што адносіны трываласці на расцяжэнне да трываласці на сцісканне, што выцякаюць з тэорыі разбурэння Грыфітса, роўныя 1/8. На аснове ўсяго вышэйсказанага і пры ўмове $R_р=0{,}1R_с$ можна запісаць:

для зоны *а* $R_п = 0{,}13R_с$, $\beta = 0{,}26$, $\varphi = 1{,}73$;

для зоны *б* $R_п = 0{,}2R_с$, $\beta = 0{,}4$, $\varphi = 1{,}6$.

Дэфармацыйнай прыметай пераходу з адной зоны ў другую з'яўляецца ўмова

$$A = \varepsilon_3 + q_0\varepsilon_1^2. \tag{2.25}$$

Калі $A<0$, то гэта зона *а*, калі $A\geqslant 0$, то зона *б*.

Прыклад. Бетон канструкцыі мае характарыстыкі $R_с = 300$ кгс/см², $E_{в.\,о}=3\cdot 10^5$ кгс/см², $q_0=550$. Прынята $R_р=0{,}1R_с$. Пры выпрабаванні канструкцыі ў трох пунктах замераны дэфармацыі:

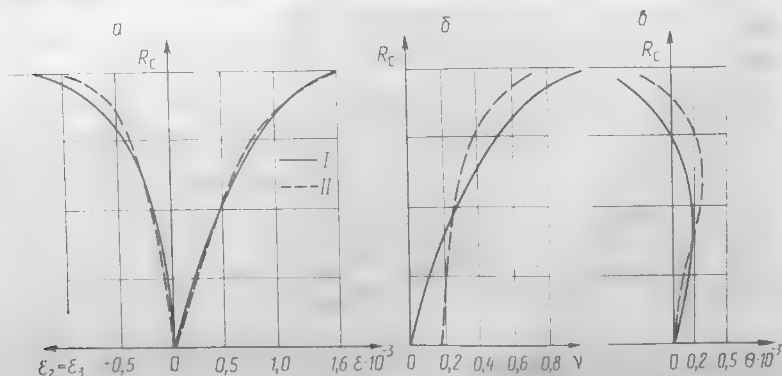
1) $\varepsilon_1 = 2\cdot 10^{-3}$, $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -0{,}7\cdot 10^{-3}$;

2) $\varepsilon_1 = 0{,}8\cdot 10^{-3}$, $\varepsilon_3 = 0{,}1\cdot 10^{-3}$;

3) $\varepsilon_1 = 0{,}6\cdot 10^{-3}$, $\varepsilon_3 = -0{,}2\cdot 10^{-3}$.

Трэба вызначыць напружанні ў гэтых трох пунктах. Па (2.25) знаходзім зоны трываласці: пункты 1 і 2 — зона *б*, пункт 3 — зона *а*. Па (2.20) вызначаем напружанні σ_3: у пункце 1 $\sigma_3 = 40$ кгс/см², у пункце 2 $\sigma_3=65$ кгс/см², у пункце 3 $\sigma_3=-24$ кгс/см². Па (2.19) вызначаем напружанні σ_1: у пункце 1 $\sigma_1=404$ кгс/см², у пункце 2 $\sigma_1=214$ кгс/см², у пункце 3 $\sigma_1=121$ кгс/см².

На рыс. 11 паказаны эксперыментальныя і разліковыя па (2.21), (2.22), (2.24), (2.28) крывыя ε_1, $\varepsilon_2=\varepsilon_3$, $|\varepsilon_3/\varepsilon_1|$ і $\Theta=\varepsilon_1+2\varepsilon_3$ пры $E_{в.\,о}=2{,}5\cdot 10^5$ кгс/см², $R_с=200$ кгс/см². Відаць нядрэннае іх супадзенне, за выключэннем участкаў з ніз-



Рыс. 11. Дыяграмы: *а* — ε_1 і $\varepsilon_2=\varepsilon_3$; *б* — $\nu=|\varepsilon_3/\varepsilon_1|$; *в* — $\Theta=\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3$ (*I* — па тэорыі; *II* — эксперыментальныя, ідэалізаваныя)

кімі напружаннямі, што з'яўляецца вынікам гіпотэзы $\nu=0$. Пры разліку канструкцый гэта будзе некалькі заніжаць напружанні ў папярочнай арматуры на нізкіх даэксплуатацыйных ступенях нагрузкі. Калі ўлічыць да таго ж, што папярочныя дэфармацыі з'яўляюцца вызначальнымі для папярочнай арматуры толькі пры наяўнасці трэшчын, то можна зрабіць вывад аб неістотнай памылцы, якая ўносіцца ў разлік гіпотэзай $\nu=0$. З (2.19) можна выразіць σ_1 і атрымаць галоўную залежнасць тэорыі:

$$\sigma_1 = \frac{\varepsilon_1 E_{в.о}(8R_п + 4\varphi\sigma_3 - \varepsilon_1 E_{в.о}\beta)}{8R_п + 4\varphi\sigma_3}. \qquad (2.26)$$

Пры разліках канструкцый, што працуюць на ўспрыняцце папярочнай сілы і кручэння (зона трываласці a), трэба ўлічыць, што з ростам трываласці бетону адносіны $R_р/R_с$ падаюць. Залежнасцю, што нядрэнна апісвае выяўлены ў доследах [6] спад адносін $R_р/R_с$, можа быць

$$\frac{R_р}{R_с} = \frac{0{,}11}{(R_с/630)^2 + 1}. \qquad (2.27)$$

Пры ўмове перасячэння гранічнай прамой восі $OR_р$ у пункце $1{,}5R_р$ (гл. рыс. 10) трываласць пры чыстым перакосе $R_п$ роўная

$$R_п = \frac{R_с \cdot 1{,}5R_р}{R_с + 1{,}5R_р}, \qquad (2.28)$$

параметр α

$$\alpha = \frac{R_с - 1{,}5R_р}{R_с \cdot 1{,}5R_р}. \qquad (2.29)$$

Параметры β і φ

$$\beta = 1 - R_п\alpha, \qquad (2.30)$$

$$\varphi = 1 + R_п\alpha. \qquad (2.31)$$

РАЗДЗЕЛ 3

АСНОЎНЫЯ ПРАДПАСЫЛКІ РАЗЛІКУ

Важная мэта любой тэорыі заключаецца ў тым, каб асноўных яе суадносін было як мага менш і каб яны былі як мага прасцейшыя, аднак так, каб не выключалася дакладнасць адлюстравання таго, што ўтрымліваецца ў эксперыменце.

К. ПОПЕР

Навука ствараецца не на гранітнай аснове фактаў. Смелыя канструкцыі яе тэорыі ўзвышаюцца над балотам і апіраюцца на палі, якія ідуць у твань, але ніколі не дасягаюць асновы.

К. ПОПЕР

3.1. ВЫЗНАЧЭННЕ ПОЎНЫХ ДЭФАРМАЦЫЙ І СУВЯЗЬ ДЭФАРМАЦЫЙ РОЗНЫХ НАПРАМКАЎ

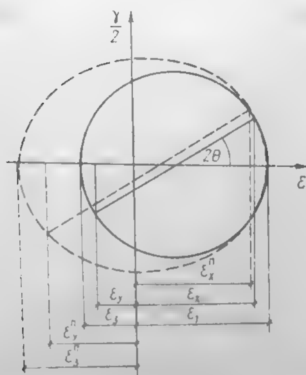
Як ужо адзначалася ў параграфе 2.3, поўныя дэфармацыі бетону складаюцца з пругкапластычных і дэфармацый за кошт трэшчынак адрыву. Паколькі першыя дэфармацыі не парушаюць суцэльнасці матэрыялу, для іх застаецца ў сіле гіпотэза падобнасці дэвіятараў напружанняў і дэфармацый і, значыць, для сувязі гэтых дэфармацый можна карыстацца залежнасцямі кругоў Мора (рыс. 12):

$$\theta = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{\gamma}{\varepsilon_x - \varepsilon_y}, \tag{3.1}$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\gamma \operatorname{tg} \theta}{2}, \tag{3.2}$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_x - \frac{\gamma}{2 \operatorname{tg} \theta}, \tag{3.3}$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_x - \frac{\gamma \operatorname{tg} \theta}{2} - \frac{\gamma}{2 \operatorname{tg} \theta}. \tag{3.4}$$



Рыс. 12. Трансфармацыі круга Мора для пругкапластычных поўных дэфармацый у эліпсападобную фігуру

У адпаведнасці з асноўнымі прынцыпамі дэфармацыйнага крытэрыю (што выцякаюць у сваю чаргу з ігнаравання напружанняў σ_2 крытэрыем Кулона—Мора) дэфармацыі ε_z і ε_2 не разглядаюцца. Пры машынным падліку мэтазгодна выключыць прамежкавыя разлікі. Тады замест (3.2), (3.3) трэба запісаць

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{max} + \frac{1}{2} \gamma \operatorname{tg} \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{\gamma}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}, \tag{3.5}$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{max} - \frac{\gamma}{2 \operatorname{tg} \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{\gamma}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}}. \tag{3.6}$$

Дэфармацыі за кошт трэшчынак адрыву з'яўляюцца пасіўнымі, яны не ўдзельнічаюць у стварэнні напружанага стану да таго моманту, пакуль не з'яўляецца перашкода для дэфармавання ў выглядзе ўскоснага арміравання — сетак, спіралей, абойм і да т. п. У адпаведнасці са спрошчанай мадэллю дэфармавання дэфармацыі за кошт трэшчынак адрыву роўныя нулю ў напрамку большага сціскаючага напружання і становяцца максімальнымі ў напрамку найменшага напружання. У прамежкавых напрамках іх велічыню можна прыблізна лічыць прапарцыянальнай $\cos\theta$ або $\sin\theta$. Тады з улікам залежнасцей Мора і ўмовы (2.22) поўныя дэфармацыі запішуцца

$$\varepsilon_1^{п} = \varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\gamma \operatorname{tg}\theta}{2}, \tag{3.7}$$

$$\varepsilon_x^{п} = \varepsilon_x - q_0 \varepsilon_1^2 \sin\theta \approx \varepsilon_x, \tag{3.8}$$

$$\varepsilon_y^{п} = \varepsilon_x + \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg}\theta - \frac{\gamma}{2 \operatorname{tg}\theta} - q_0 \varepsilon_1^2 \cos\theta, \tag{3.9}$$

$$\varepsilon_3^{п} = \varepsilon_x - \frac{\gamma}{2 \operatorname{tg}\theta} - q_0 \varepsilon_1^2. \tag{3.10}$$

Улік дэфармацый за кошт трэшчынак адрыву ператварае круг Мора ў выцягнутую па восі ε фігуру накшталт эліпса (рыс. 12). Прыняцце ўмовы $\varepsilon_x^{п} \approx \varepsilon_x$ дазваляе разлічваць напружанні ў падоўжнай арматуры па ε_x. Хібнасць гэтага спрашчэння найбольшая пры вялікіх вуглах θ, г. зн. пры напружаных станах, блізкіх да чыстага перакосу. Дэфармацыі бетону ў гэтым выпадку вельмі малыя, падоўжная арматура фактычна не працуе, і, значыць, умова $\varepsilon_x^{п} \approx \varepsilon_x$ уносіць у разлік мізэрную памылку.

3.2. ЭЛЕМЕНТАРНЫЯ РАЗЛІКОВЫЯ ПЛЯЦОЎКІ

Разлік па дапускаемых напружаннях канструкцый з металаў мае добрую сыходнасць з эксперыментамі таму, што зярністасць металаў на некалькі парадкаў меншая, чым размеры разліковых сячэнняў. Менавіта гэта дало магчымасць у пераважнай большасці выпадкаў без агаворак гаварыць аб напружаннях у пункце, не задумваючыся пра яго канкрэтныя размеры. Толькі некаторыя задачы аб трываласці дэталяў з канцэнтратарамі напружанняў тыпу вострых уваходных вуглоў і трэшчын патрабавалі ўліку зярністасці, што і рабілася ўвядзеннем розных структурных параметраў (прадстаўнічыя, элементарныя, характэрныя аб'ёмы, пластычныя зоны і да т. п.). Зусім іншае жалезабетон. Яго зярністасць аднаго парадку з размерамі разлічваемых сячэнняў. Супраматаўскае паняцце «пункт» губляе сэнс і павінна быць заменена паняццем некаторага аб'ёму. Але што гэта за аб'ём? Ці значыць гэта, што калі дыяметр гэтай сферы — аб'ёму акажацца большым, чым мінімальны размер сячэння, то ў гэтым сячэнні можна праводзіць асярэдніванне, г. зн. «размазванне», напружанняў? Як быць з падоўжнай арматурай, якая не дапускае «размазвання», паколькі ад яе становішча ў сячэнні істотна залежыць здольнасць супраціўлення канструкцыі? Усе гэтыя пытанні, відаць, знойдуць вырашэнне ў будучым. Пакуль жа са статыстычных меркаванняў зусім зразумела, што ад суадносін структурных параметраў бетону і размераў канструкцыі залежыць велічыня роскіду ўсіх паказчыкаў бетону і канструкцыі. З некаторай велічынёй роскіду неабходна мірыцца не толькі таму, што трываласць бетону з-за малой яго пластычнасці будзе заўсёды так ці інакш вызначацца трываласцю найслабейшага звяна, але і таму, што роскід залежыць ад безлічы тэхналагічных і арганізацыйных фактараў вытворчасці, улік якіх цяжкі, а змяншэнне роскіду звязана такім чынам з агульным прагрэсам у тэхніцы.

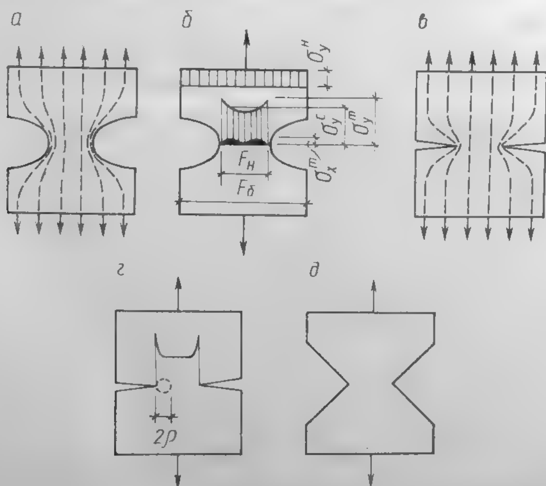
Велічыню флуктуацыі ўсіх паказчыкаў жалезабетону ў наш час можна ацаніць як $\pm 10—20\%$ ад сярэдніх намінальных значэнняў. Таму добры разлік павінен быць не настолькі простым, каб ігнараваць фактары са значнасцю больш за 15—20%, але і не настолькі складаны, каб улічваць фактары са значнасцю, меншай за 10—15%. У апошнім выпадку яго дакладнасць будзе проста ілюзорнай. Зыходзячы з гэтых лічбаў, мінімальная колькасць разбівак на элементарныя пляцоўкі сціснутай зоны павінна складаць 3—4. Гэтыя лічбы не могуць здацца вельмі малымі, калі ўспомніць, што ў пластычным, традыцыйным, разліку колькасць разбівак сціснутай зоны роўная 1 (паколькі асярэдніванне напружанняў рабілася на ўсёй зоне сціснутага бетону). Для сячэнняў вельмі складаных форм колькасць разлічваемых «пунктаў» (палос) можа быць павялічана.

Пры кручэнні, паколькі пры ім перакосныя напружанні несі-

метрычныя адносна вышыні сячэння, сціснутыя сячэнні разбіваюцца на клеткі агульнай колькасцю 6—10. Пасля вызначэння дэфармацый у «пункце» пераходзяць да вызначэння напружанняў, якія прыпісваюць усёй паласе ці клетцы. Для машыннага падліку зручна, каб усе палосы ці клеткі мелі аднолькавую плошчу; для сячэнняў вельмі складаных форм гэтага дасягнуць, натуральна, цяжка. Майстэрства разбіцця сячэння на клеткі пры разліках на кручэнне выпрацоўваецца ў ходзе практычнай работы. Пры ўздзеянні на элемент аднаго цэнтральнага сціскання разбіўкі не патрабуецца, паколькі напружаны стан у любой яго частцы адзін і той жа.

3.3. УЛІК ТРЭШЧЫН

З'яўленне трэшчын у целе мяняе зыходны напружаны стан. Нагадаем, што гэта за змены. Плоскі ўзор на рыс. 13, які мае два выразы, загружаецца раўнамерна размеркаванымі расцягваючымі намаганнямі. Траекторыі напружанняў, якія ідуць спачатку паралельна адна адной, падыходзячы да шыйкі, вымушаны зблізіцца, пры гэтым найбольш шчыльна яны размяшчаюцца паблізу паверхняў выразаў. Шчыльнасць траекторыі вобразна адлюстроўвае канцэнтрацыю восевых напружанняў σ_y. Калі замест ліній траекторый уявіць ніці, то расцяжэнне паасобку гэтых ніцей прывядзе да таго, што яны павінны выцягнуцца, г. зн. разцягнуць у папярочным напрамку шыйку ўзору, пры гэтым найбольшае расцяжэнне будзе назірацца ў крайніх ніцях. Гэтая механічная аналогія дае ўяўленне аб узнікненні папярочных напружанняў расцяжэння ў шыйцы. На рыс. 13, *б, г* паказана раз-



Рыс. 13. Неаднароднасць напружанняў у целах з выразамі і трэшчынамі

меркаванне напружанняў, якое даецца тэорыяй пругкасці. Адносіны $\sigma_y^m / \sigma_y^{н}$ называюцца каэфіцыентам канцэнтрацыі K. Адносіны σ_y^m / σ_x^m роўныя прыкладна 5. З умоў раўнавагі сіл відавочна, што $\sigma_y^{с} F_{н} = \sigma_y^{н} F_{б}$. Чым больш глыбокія выразы, тым большы K. Трэшчыну можна разглядаць як вельмі доўгі і вузкі выраз, для якога справядлівыя ўсе папярэднія разважанні. Калі радыус закруглення выразу імкнецца да нуля, то $K \to \infty$; гэта азначае, што цела з трэшчынай павінна разбурацца пры любых самых малых $\sigma_y^{н}$. Паколькі гэта не адпавядае сапраўднасці, было прапанавана шмат гіпотэз, якія тлумачылі канечную трываласць цел з трэшчынамі, або, іначай, гіпотэз, якія тлумачылі згладжванне пікаў напружанняў. Большасць іх звялася да ўвядзення ў разлік некаторай зоны пластычнасці перад канцом трэшчыны, дзе матэрыял можа цячы не разбураючыся.

Бетон праяўляе дзіўную неадчувальнасць да канцэнтратараў напружанняў. Улічваючы яго малую пластычнасць, гэтую з'яву варта прыпісаць яго грубай неаднароднасці. Пад нагрузкай з-за наяўнасці ў саставе бетону вельмі разнажорсткіх састаўляючых, мікратрэшчын, пустот і пораў узнікае вельмі стракатае, так званае другаснае поле напружанняў, якое накладваецца на зыходнае, вызначаемае, як для ідэальна аднароднага цела, і размазвае яго. У выпадку сціскання развіццё магістральных трэшчын ускладняецца з-за наяўнасці ў бетоне высокатрывалых і высокажорсткіх кампанентаў, натыкаючыся на якія, трэшчына спыняецца; адбываецца разрыхленне бетону. Неаднароднасць крохкіх матэрыялаў тыпу чыгуна ўлічваюць увядзеннем некаторага структурнага параметра, які ўяўляе сабой радыус сферы, што абмяжоўвае характэрны (элементарны, прадстаўнічы, мінімальны) аб'ём цела, дзе дапушчальна асярэдніванне напружанняў і дэфармацый. Такі аб'ём падае матэрыял як цэлае, не беручы пад увагу наяўнасці ў ім састаўляючых. Напрыклад, для бетону з шчэбенем размерам у папярочніку 5 см гэты аб'ём павінен быць, як мінімум, дыяметрам 5 см, бо ў адваротным выпадку ён будзе мець то ўласцівасці выпадковага кангламерату з растворнай і каменнай састаўляючымі, то ўласцівасці адной каменнай пароды, далёка не супадаючыя з уласцівасцямі бетону. Мінімальны аб'ём утрымлівае такую колькасць уключэнняў, якая дазваляе лічыць цела ў разглядаемым аб'ёме аднародным і са стабільнымі ўласцівасцямі. Структурныя параметры ρ, вызначаемыя з розных статыстычных, механічных, тэхналагічных меркаванняў, як правіла, на парадак большыя, чым найбольш буйныя зерні матэрыялу; так што для бетонаў яны, відаць, павінны складаць некалькі сантыметраў ці нават дэцыметраў.

Такім чынам, грубая неаднароднасць бетону тлумачыць яго неадчувальнасць да канцэнтрацый напружанняў і дазваляе разглядаць трэшчыны як простыя выразы з радыусам на канцы ў некалькі сантыметраў, што змяняюць толькі сярэднія напру-

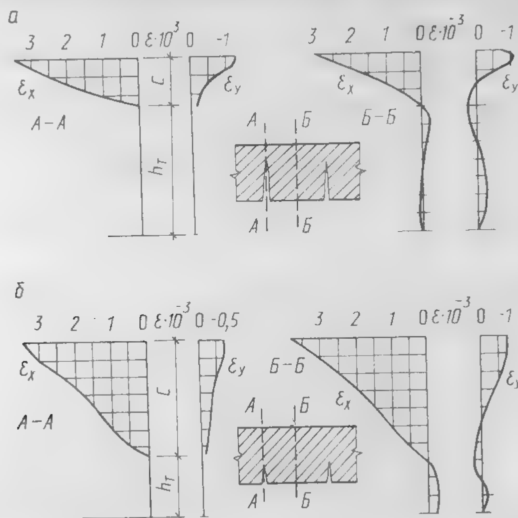
жанні ў сячэннях паміж трэшчынамі. На рыс. 13, *д* паказаны такія выразы, атрымліваемыя адкідваннем вуглавых участкаў, дзе напружанні ў параўнанні з астатняй часткай узору малыя. Малыя пластычнасць і вязкасць бетону ў спалучэнні з адносна невялікімі аб'ёмамі, разглядаемымі ў разліках (іначай, з яго грубай неаднароднасцю), ствараюць спецыфічную для яго сітуацыю, пры якой трэшчына, калі яна ўтварылася (і на яе шляху няма зон сціску, дзе яе распаўсюджанне ці немагчыма, ці па-

Рыс. 14. Характэрныя зоны напружанняў у жалезабетоннай бэльцы

трабуе пераарыентацыі і дадатковай нагрузкі), адразу ж рассякае ўсё цела. Але сумесная работа бетону з арматурай рэзка мяняе сітуацыю. У гэтым выпадку толькі зараджэнне трэшчыны можа (як гэта прынята ў механіцы разбурэння) рэгламентавацца балансам наступаючай, назапашанай энергіі і энергіі, якая вызваляецца; пры гэтым як намаганні, так і шырыня раскрыцця трэшчыны будуць настолькі мізэрнымі, што не будуць мець практычнага значэння. Усё, што адбываецца з трэшчынай у канструкцыях (рост яе, раскрыццё і спыненне) рэгламентуецца цяпер дэфармацыямі сціснутай зоны і расцягнутай арматуры. Гэтыя абставіны (спецыфічнасць жалезабетону) дазваляюць усе энергетычныя эфекты механікі разбурэння і трэшчын лічыць другараднымі і весці разлік жалезабетону з пазіцый супрацiўлення матэрыялаў.

Разгледзім жалезабетонную бэльку з трэшчынамі ў расцягнутай зоне. Відаць, будзе праўдзівым наступны малюнак іх утварэння (рыс. 14). Пасля з'яўлення першай трэшчыны, напрыклад, у зонах, абмежаваных лініямі, праведзенымі пад вуглом 45° з вяршыні трэшчыны, адбудзецца частковая разгрузка бетону. Гэтыя зоны цалкам аналагічныя адкідваемым вуглам на рыс. 13, *д,* уплыў якіх на трываласць шыйкі ўзору аказаўся мізэрным. Утварэнне суседніх трэшчын на гэтым разгружаным участку $2(h-x)$ малаверагоднае. Больш верагоднае іх узнікненне справа і злева ад трэшчыны на адлегласці, большай за $h-x$. Тады паміж трэшчынамі можна выдзеліць тры характэрныя зоны. У зоне *1,* што прылягае сваімі вялікімі старанамі да трэшчыны, напружанні павінны быць нязначнымі; у зоне *2,* абмежаванай нейтральнай воссю зверху і зонай *1* з бакоў, напружанні таксама не могуць быць вялікімі; у зоне *3,* якая ахоплівае арматуру, напружаны стан зусім невыразны. Здавалася б, бетон

зоны 3, уцягваемы арматурай, атрымліваючы дэфармацыі, што пераўзыходзяць гранічныя пры R_p у некалькі разоў, павінен быў бы поўнасцю разбурыцца, г. зн. раскрышыцца; але агляд фрагментаў бетону гэтай зоны пасля выпрабавання бэлек сведчыць пра яго цэласнасць. Цяжка дапусціць, што бетон можа ў гэтых умовах набыць расцяжнасць, якая б пераўзыходзіла яго расцяжнасць у звычайных умовах у многа разоў. Але гэтак жа цяжка дапусціць, што бетон поўнасцю страчвае зачапленне з



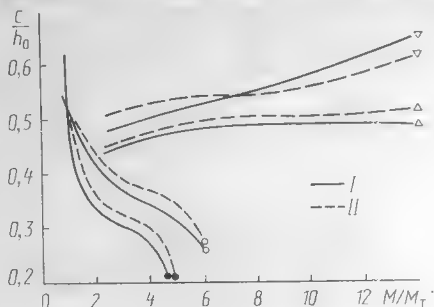
Рыс. 15. Размеркаванне падоўжных ε_x і папярочных ε_y дэфармацый у сячэннях бэлькі пры чыстым выгіне. Працэнт арміравання: *а* — 0,8; *б* — 4

выступамі перыядычнай арматуры і, такім чынам, аказваецца поўнасцю разгружаным ад напружанняў.

На рыс. 15 і 16 прыведзены некаторыя вынікі эксперыментальных даследаванняў выгіну бэлек. Паказаны як асноўныя эфекты, што даволі проста ўлічваюцца ў прапанаваным разліку, такія, як напружанні ў сціснутай зоне і ў арматуры, змяненне размеру сціснутай зоны, так і другарадныя, улік якіх з пазіцый супрацiўлення матэрыялаў немагчымы або вельмі складаны,— гэта некаторая нелінейнасць падоўжных дэфармацый на вышыні бэлькі, нераўнамернасць напружанняў у арматуры паміж трэшчынамі, адрозненне x над і паміж трэшчынамі [7].

Пры дзеянні Q і T у будаўнічых канструкцыях могуць узнікаць трэшчыны, нахіленыя да падоўжнай восі. Паколькі гэтыя намаганні ў будаўнічых канструкцыях сустракаюцца толькі разам з выгінам, напружанні якога ўзрастаюць з аддаленнем ад нейтральнай восі, часта нахіленыя трэшчыны ўзнікаюць толькі

ў сячэннях з малымі M і паблізу нейтральнай восі. Калі адсутнічае папярочная арматура, а падоўжная мае невялікае сячэнне, то нахіленая трэшчына даволі хутка зліваецца з адной з нармальных. Пры наяўнасці папярочнай арматуры і прынятых звычайна сячэннях падоўжнай арматуры нахіленыя трэшчыны ўтвараюцца з нармальных. Аб тым, што тэорыя жалезабетону мае ў асноўным справу з такімі нахіленымі трэшчынамі, сведчыць іх шырыня раскрыцця, роўная 0,1—0,3 мм, у той час як

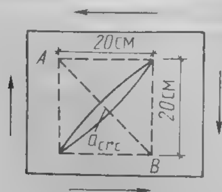


Рыс. 16. Змяненне вышыні сціснутай зоны: I — у сячэннях з трэшчынамі; II — у сячэннях паміж трэшчынамі ў бэлек з працэнтам арміравання: ● — 0,4; ○ — 0,9; △ — 1,6; ▽ — 4 ($M_т$ — момант трэшчынаўтварэння)

шырыня раскрыцця чыста нахіленых трэшчын павінна быць намнога меншай.

Разлічым гэту велічыню. Няхай нахіленая трэшчына рассекла цела так, як паказана на рыс. 17. Адбылася разгрузка ад напружанняў на ўчастку 20×20 см. Паколькі, як заўважана ў доследах, галоўныя расцягваючыя дэфармацыі перад утварэннем трэшчыны блізкія да велічыні $2\cdot10^{-4}$, шырыня раскрыцця трэшчыны a_{crc}, абумоўленая базай AB, складзе $2\cdot10^{-4}\sqrt{2}\cdot200=$ $=0{,}05$ мм, што ляжыць на парозе бачнасці і менш за шырыню, на якую звяртаюць увагу і звычайна ўлічваюць у разліках на трэшчынаўтварэнне.

Нахіленая трэшчына, што злілася з нармальнай і атрымала ад яе асноўнае раскрыццё, яшчэ не сведчыць пра блізкасць страты здольнасці супраціўлення (падобна да таго, як і нармальная). У сувязі з гэтым улік сячэнняў з поўнай вышынёй пры разліку здольнасці супраціўлення пры пластычным падыходзе з'яўляецца, такім чынам, вельмі грубым уяўленнем, якое не адпавядае сапраўднасці і ўскладняе адэкватнае адлюстраванне



Рыс. 17. Раскрыццё чыста нахіленай трэшчыны

ў разліку такіх важных фактараў, як сумеснае дзеянне M, T і Q, рост напружанняў у папярочнай арматуры, нагельны эфект падоўжнай арматуры, намаганні пры анкераванні і да т. п.

Няхай пад уздзеяннем папярочнай сілы вось элемента адхілілася ад пачатковага становішча на вугал γ. Пры гэтым утварылася трэшчына, якая перасекла падоўжную, папярочную арматуры і ўсю паласу расцягнутага бетону і спынілася (як бы завязла) у сціснутай зоне бэлькі. У прамавугольніку, для якога

Рыс. 18. Да разліку намаганняў у жалезабетонным элеменце пасля ўтварэння нахіленай трэшчыны

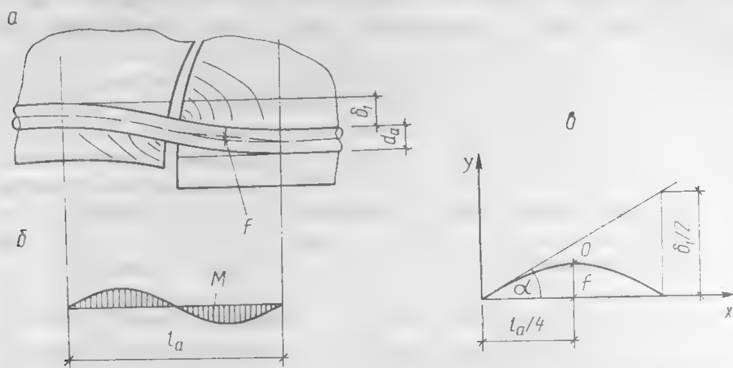
трэшчына з'яўляецца дыяганаллю, адбудзецца частковая разгрузка бетону ад напружанняў τ. Поўнай разгрузцы, відавочна, перашкаджае падоўжная і папярочная арматуры.

На рыс. 18 квадрат і ромбы паказваюць ступень перакосу элементарных аб'ёмаў. Відаць, што перакос ромба *3* меншы, чым ромба *2*; пры адсутнасці арматуры пасля ўтварэння трэшчыны ромб *3* ператварыўся б у квадрат *1*, г. зн. адбылася б поўная разгрузка бетону ад напружанняў. Відавочна, што чым больш магутная арматура, тым большы будзе вугал γ_2. Чым бліжэй да канца трэшчыны знаходзіцца бетон, тым горш ён разгружаецца ад τ трэшчынай. Гэта тлумачыцца зігзагападобнасцю, грубай шурпатасцю берагоў трэшчыны; берагі трэшчыны павінны быць рассунуты на дастатковую адлегласць (выведзены з зачаплення), каб не перадаваць напружанняў перакосу. Сілы, што дзейнічаюць уздоўж берагоў трэшчыны, атрымалі ў традыцыйнай тэорыі назву сіл зачаплення. Будзем лічыць, што гэтыя сілы дзейнічаюць у асноўным на ўчастку, дзе трэшчына праходзіць па сціснутай зоне; на ўчастку расцягнутага бетону берагі трэшчыны не ўзаемадзейнічаюць. Вугал нахілу трэшчыны, відавочна, павінен залежаць ад суадносін M, Q, T і N. Ацэнім гэты вугал па залежнасці

$$\operatorname{tg}\omega = \frac{M/h + Q + T/r}{3Q + T/r + N/10}. \qquad (3.11)$$

Залежнасць улічвае той факт, што пры малых пралётах зрэзу вугал можа быць меншы чым 45° у асноўным за кошт таго, што, набліжаючыся да сціснутай зоны, канец трэшчыны імкнецца павярнуцца ўздоўж дзеяння намагання сціскання (аб параметры r гл. у параграфе 3.5).

Для вызначэння намаганняў у элеменце неабходна ацаніць работу падоўжнай арматуры ў якасці нагеля. Вызначым даўжыню ўчастка l_a, на якім яна перакошваецца і выгінаецца. Інтуі-



Рыс. 19. Да разліку нагельнага эфекту падоўжнай арматуры

тыўна зразумела, што l_a залежыць ад суадносін жорсткасцей бетону і арматуры: чым большая жорсткасць бетону, тым меншая l_a; пры роўных E_s і $E_в$ будзе мець месца чысты зрэз арматуры. Улічваючы, што жорсткасць сталі прыкладна ў 7—10 разоў пераўзыходзіць жорсткасць бетону, будзем меркаваць, што апусканне правага канца арматуры адбываецца ў асноўным за кошт выгіну стрыжня, а не яго перакошвання (рыс. 19, *а, б*). Пры апусканні стрыжня на δ_1 на ўчастках, паказаных канцэнтрычнымі крывымі, будзе адбывацца мясцовае абцісканне бетону. Уздзеянне арматуры на бетон выклікае ў апошнім вельмі складанае і неаднароднае поле напружанняў, блізкае да поля, што ўзнікае пры кропкавым прыкладанні нагрузкі да паўпрасторы. Але ў гэтым выпадку напружанні ад месца прыкладання сілы затухаюць вельмі хутка — па кубічнай залежнасці. Гэта дазваляе разглядаць арматурны стрыжань і бетон паблізу трэшчыны як ізаляваную сістэму, напружанні ў якой могуць падпарадкоўвацца якому-небудзь агульнаму прынцыпу, напрыклад прынцыпу мінімуму патэнцыяльнай энергіі ў сістэме.

Паколькі гэты прынцып практычна не выкарыстоўваецца ў тэорыі жалезабетону, нагадаем коратка яго гісторыю. У XVIII стагоддзі французскі вучоны Маперцюі, займаючыся тэорыяй святла, прапанаваў свой знакаміты прынцып найменшага дзеяння, лічачы яго між іншым універсальным законам прыроды

і доказам быцця і мудрасці Бога. Эйлер, які перапісваўся з Маперцюі, таксама лічыў гэты прынцып універсальным і пісаў: «... Паколькі наш свет утвораны найдасканалейшым чынам і з'яўляецца тварэннем усёвідушчага Творца, ва ўсім свеце не адбываецца нічога такога, у чым бы не было ўвасоблена якое-небудзь правіла максімуму ці мінімуму». Больш дакладную і агульную форму прынцыпу найменшага дзеяння надаў Лагранж, пры гэтым дзеянне фактычна звялося да энергіі. Засноўваючыся на новым прынцыпе, вучоным адразу ж удалося вырашыць шмат новых задач механікі. Пазней ён стаў асновай варыяцыйнага вылічэння — новай галіны матэматычнага аналізу. Па вобразу і падабенству гэтага прынцыпу затым было распрацавана шмат іншых спецыяльных прынцыпаў, якія да гэтага часу дзейнічаюць у розных галінах фізікі і механікі. Нягледзячы на тое што з пункту погляду сучасных уяўленняў механікі суцэльных асяроддзяў прынцып мінімуму патэнцыяльнай энергіі носіць вельмі арыенціровачны характар, ён застаўся магутным сродкам навукі аб супраціўленні матэрыялаў, г. зн. там, дзе трэба пастаянна проста і прыблізна разлічваць вельмі складаныя эфекты.

Згодна з гэтым прынцыпам, размеркаванне напружанняў і дэфармацый у выгінаемым стрыжні і абціскаемым бетоне павінна быць такім, каб агульная сума энергіі ў бетоне і стрыжні была мінімальнай. Улічваючы, што крывізна стрыжня на канцах участка l_a роўная нулю і, акрамя таго, паблізу трэшчыны мяняе знак, эпюру момантаў выгіну можна апраксіміраваць двума роўнымі адрэзкамі квадратнай парабалы. Падлічым энергію на ўчастку $l_a/2$. Эпюра момантаў выгіну ў форме парабалы адпавядае загружанню аднапралётнай бэлькі раўнамерна размеркаванай нагрузкай. З сумеснага рашэння ўмоў (2.1)—(2.3), але з іншай велічынёй пралёту ($l_a/2$)

$$U_{\text{выг}} = \int_0^{l_a/2} \frac{M^2 dx}{2E_s I_s}, \quad M = \frac{qx}{2}\left(\frac{l_a}{2} - x\right),$$

$$f = \frac{5}{384}\frac{q\left(\frac{l_a}{4}\right)^2}{E_s I_s}$$

знойдзем выражэнне энергіі выгіну ў функцыі f (рыс. 19):

$$U_{\text{выг}} = 392\frac{E_s I_s}{l_a^3} f^2. \tag{3.12}$$

Для выражэння $U_{\text{выг}}$ у функцыі δ_1 звернемся да рыс. 19, *в*. Ва ўраўненні парабалы $y = bx - ax^2$ каардынаты яе вяршыні, як вядома, роўныя: $x_0 = b/2a$, $y_0 = b^2/4a$. Але $x_0 = l_a/4$, а $y_0 = f$, з улікам чаго ўраўненне парабалы запішацца

$$y = 8fx/l_a - 16fx^2/l_a^2. \tag{3.13}$$

Падлічыўшы вытворную па x, прыняўшы $x = 0$, знойдзем вугал нахілу α у пачатку каардынат: $\alpha = dy/dx$. З-за дробязнасці α можна запісаць $\alpha \dfrac{l_a}{2} = \dfrac{\delta_1}{2}$, або $\dfrac{8f}{l_a} l_a = \delta_1$, адкуль

$$f = \delta_1/8. \tag{3.14}$$

Энергія аднаго стрыжня для ўсяго участка l_a у функцыі δ_1 запішацца

$$U_s = U_{\text{выг}} = 122 \frac{E_s I_s}{l_a^3} \delta_1^2 . \tag{3.15}$$

У выпадку некалькіх (n) стрыжняў энергію па (3.15) трэба павялічыць у n разоў.

Пяройдзем да вызначэння энергіі абціснутага бетону. З-за рэзкай неаднароднасці і неаднавосевасці напружана-дэфармаванага стану бетону ацэнку назапашанай ў ім энергіі зробім наступным чынам. З вядомых залежнасцей патэнцыяльнай энергіі стрыжняў, што атрымалі падаўжэнне ці ўкарачэнне δ_1, відавочна, што энергія абціснутага бетону прапарцыянальная велічыні δ_1^2, плошчы абціскання (г. зн. здабытку d_a на l_a) і велічыні $E_в$; адваротна прапарцыянальная вышыні абціскання, якая ў сваю чаргу прапарцыянальная d_a. Гэта дазваляе запісаць

$$U_в \approx m_1 \frac{d_a l_a E_в}{d_a} \delta_1^2 = m_1 l_a E_в \delta_1^2, \tag{3.16}$$

дзе m_1 — каэфіцыент прапарцыянальнасці.

Падстаўляючы ў залежнасць мінімуму патэнцыяльнай энергіі

$$\frac{d(U_{\text{выг}} + U_в)}{dl_a} = 0 \tag{3.17}$$

выразы (3.15) і (3.16), знойдзем

$$m_1 E_в \delta_1^2 - \frac{366 E_s I_s}{l_a^4} \delta_1^2 = 0, \tag{3.18}$$

адкуль

$$l_a = \alpha m \sqrt[4]{\frac{E_s I_s}{E_в}}, \tag{3.19}$$

дзе m — каэфіцыент, што падлягае эксперыментальнаму вызначэнню; α — каэфіцыент таўшчыні ахоўнага пласта.

Справа ў тым, што ў эксперыментах заўважаны падоўжныя трэшчыны над арматурай з боку апор; адбываецца як бы адслойванне ахоўнага пласта. Гэта часта назіраецца пры таўшчыні

ахоўнага пласта a_1, роўнай прыкладна дыяметру арматуры. Зразумела, што са змяншэннем таўшчыны ахоўнага пласта ступень падоўжнага яго расколу і адрыву будзе хутка ўзрастаць, l_a рэзка павялічыцца. Менавіта гэты факт улічвае параметр α, велічыня якога

$$\alpha = \frac{d_a}{2a_1 - d_a} + 1, \qquad (3.20)$$

дзе a_1 — адлегласць ад восі да грані бэлькі. Тады на аснове эксперыментальных даных, дзе для бетонаў сярэдніх класаў назіралася $l_a \approx 7d_a$, m трэба прыняць роўным 6.

Апіраючыся на той жа прынцып, можна знайсці папярочную сілу, якую ўспрымае бетон расцягнутай зоны, або, інакш, бетон паміж нахіленымі трэшчынамі. Аб'ём перакошанага бетону роўны $0{,}5h_т c_1 b$ $(c_1 = h_т/\text{tg}\,\omega)$. З улікам таго што плошча бетону пад трэшчынай у сячэнні, перпендыкулярным восі, у сярэднім роўная $0{,}5h_т b$, энергія перакошанага бетону пад трэшчынай (рыс. 18) складзе

$$U_{■} = \frac{0{,}5h_т bG_в h_т^2 (\gamma - \gamma_1)^2}{2h_т} = \frac{1}{4}\,\frac{h_т^2 bG_в (\gamma - \gamma_1)^2}{\text{tg}\,\omega}. \qquad (3.21)$$

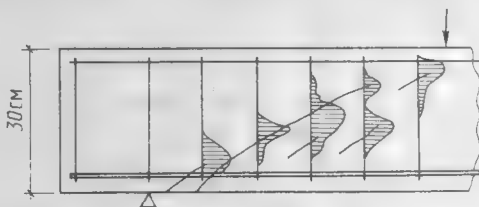
Пры ўліку работы папярочнай арматуры неабходна нагадаць наступнае. Доследамі ўстаноўлена, што арматура, размешчаная на шляху нахіленай трэшчыны, працуе фактычна толькі на расцяжэнне [8]. Гэта знаходзіцца ў поўнай адпаведнасці з прапануемай разліковай мадэллю (рыс. 18) і, дарэчы, тлумачыць, чаму нахіленая арматура, устаноўленая нармальна да пляцоўкі дзеяння галоўных напружанняў расцяжэння, не аказалася, як можна было чакаць, эфектыўнай і ў далейшым была амаль паўсюдна выцеснена папярочнай, перпендыкулярнай да падоўжнай восі бэлькі. Другая прычына адказу ад нахіленай арматуры — яе нетэхналагічнасць — з'яўляецца другараднай.

Велічыня расцяжэння папярочнай арматуры ў вялікай ступені залежыць ад размяшчэння яе адносна пачатку трэшчыны: калі яна размешчана пад канцом трэшчыны, расцяжэння не будзе, калі паблізу пачатку, то яе работа будзе максімальнай. Паколькі месца размяшчэння арматуры адносна трэшчыны прадбачыць немагчыма, прыйдзецца ўсю папярочную арматуру, устаноўленую на ўчастку h, спачатку «размазаць», а затым узяць частку, прапарцыянальную c_1/h. Абазначым гэту велічыню A'_{sw}. Пунктам прыкладання намагання гэтай арматуры прымем адлегласць $\frac{2}{3}c_1$ (гл. рыс. 18). Непасрэдна з рыс. 18 відаць, што

$$A'_{sw} = \frac{h_0 - c}{s}\,A_{sw}. \qquad (3.22)$$

Але папярочная арматура, акрамя таго, расцягнута вельмі

нераўнамерна па даўжыні. Фактычна не працуючы да ўтварэння трэшчыны, пасля яе ўтварэння яна працуе ў асноўным толькі паблізу трэшчыны (рыс. 20). З эксперыментальных даных [8, 9] вынікае, што фактычна зона яе работы абмежавана прыкладна 10 дыяметрамі папярочнага стрыжня або, спрамляючы крывалінейныя эпюры напружанняў на роўнавялікія ім прамавугольныя, прыкладна 5—7 дыяметрамі. Такія велічыні адпавядаюць сярэднім класам бетону. Улічым гэты фактар адносінамі $E_{sw}/E_{в}$.



Рыс. 20. Напружанні расцяжэння ў хамутах пры перасячэнні іх нахіленай трэшчынай па эксперыментальных даных [9]

Нарэшце, разліковая даўжыня для папярочнай арматуры залежыць ад профілю стрыжняў; відавочна, што для профіляў, у якіх счапленне найбольшае, даўжыня будзе найменшая, і наадварот. Гэта можна ацаніць з дапамогай вядомых каэфіцыентаў счаплення η, атрыманых эксперыментальна [6]:

для стрыжняў перыядычнага профілю — 1,75;

для стрыжняў з рыфленага дроту — 1,36;

для гладкіх гарачакатаных стрыжняў — 1,20;

для халоднацягнутых з дроту — 1,05.

Тады з улікам усяго вышэйсказанага разліковая даўжыня l_{sw} можа быць ацэнена па залежнасці

$$l_{sw} = 2\frac{E_{sw}}{E_{в}}\,\frac{1}{\eta}\,d_{sw}. \qquad (3.23)$$

Пры $l_{sw} > h_0'$ $l_{sw} = h_0'$.

Патэнцыяльная энергія ўсёй папярочнай арматуры складзе

$$U_{sw} = \frac{A_{sw}E_{sw}\left(\frac{2}{3}\,\delta_1\right)^2}{2l_{sw}} \simeq \frac{A_{sw}'E_{sw}h_{т}^2}{4l_{sw}(\operatorname{tg}\omega)^2}\,\gamma_1^2. \qquad (3.24)$$

Падлічыўшы вытворную па γ_1 ад сумы $U_{в}$, U_s і U_{sw}, прыраўняўшы яе да нуля, знойдзем

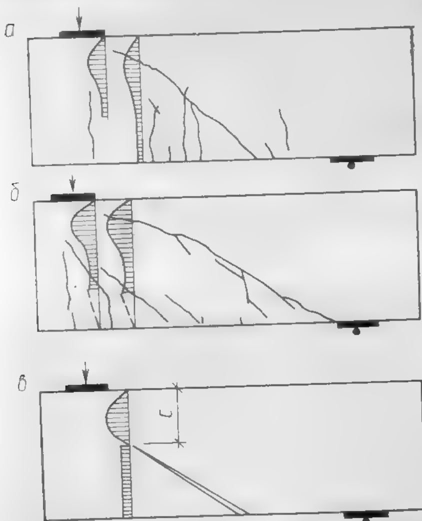
$$-0{,}5bG_{в}\gamma + 0{,}5bG_{в}\gamma_1 + \frac{244E_sI_s\gamma_1}{l_a^3\operatorname{tg}\omega} + \frac{A_{sw}'E_{sw}\gamma_1}{2l_{sw}\operatorname{tg}\omega} = 0, \qquad (3.25)$$

адкуль пасля падстаноўкі $\gamma_1 = \gamma - \gamma_2$ і пераўтварэнняў атрымаем

$$\gamma_2 = \frac{\dfrac{488E_s\Sigma I_s}{l_a^3 \operatorname{tg}\omega} + \dfrac{A'_{sw}E_{sw}}{l_{sw}\operatorname{tg}\omega}}{bG_{\text{в.о}} + \dfrac{488E_s\Sigma I_s}{l_a^3 \operatorname{tg}\omega} + \dfrac{A'_{sw}E_{sw}}{l_{sw}\operatorname{tg}\omega}}\gamma \equiv n\gamma. \qquad (3.26)$$

Паколькі і папярочная і падоўжная арматуры могуць выйсці з пругкай стадыі работы, модулі E_{sw} і E_s з'яўляюцца пераменнымі і вызначаюцца па адпаведных дэфармацыях. Модуль дэфармацый бетону паміж трэшчынамі варта прыняць пастаянным, роўным пругкаму.

Установім закон размеркавання перакосных дэфармацый на ўчастках c і $h_т$. Не звяртаючы ўвагі на змяншэнне дэфармацый γ_1 пад ніжняй падоўжнай арматурай, прымем на ўсім участку $h_т$



Рыс. 21. Эпюры перакосных дэфармацый: *а* і *б* — эксперыментальныя [8]; *в* — згодна з прынятай разліковай мадэллю

дэфармацыю пастаяннай і роўнай γ_1. На участку c перакосная дэфармацыя ў сярэднім роўная γ; на верхняй мяжы яна павінна памяншацца да нуля, на мяжы c і $h_т$ перайсці ў дэфармацыю γ_1; пры гэтым, паколькі мяжой участкаў з'яўляецца трэшчына, патрабаванне плаўнасці пераходу, відаць, можа не выконвацца. Прымем дапушчэнне, што і на мяжы сціснутай і расцягнутай зон перакосная дэфармацыя змяншаецца да нуля, а на участку c змяняецца аналагічна размеркаванню перакосных напружанняў па формуле Жураўскага. Тады залежнасць для размеркавання перакосных дэфармацый на участку c запішацца

$$\gamma_j = \frac{S_{zj}A_{\text{в(c)}}}{b_{zj}I_{z(c)}}\gamma, \qquad (3.27)$$

дзе S_{zj} — статычны момант плошчы F_j за ўзроўнем j, роўны $\int^{F} y_{0j}dF_j$ (y_{0j} — адлегласць ад цэнтра цяжару сціснутай зоны да цэнтра цяжару плошчы F_j); $I_{z(c)}$ — момант інерцыі сячэння сціс-

нутай зоны адносна восі z, роўны $2\int_0^{c/2} y^2 dA_{\text{в}}$; $A_{\text{в(с)}}$ — плошча сячэння сціснутай зоны — самая простая інварыянтная характарыстыка патрабуемай размернасці, см²; $b_{z,j}$ — шырыня сячэння на ўзроўні j.

Для прамавугольных ці блізкіх да іх па форме сячэнняў размеркаванне перакосных дэфармацый кіруецца законам парабалы. Залежнасць (3.27) у гэтым выпадку ператвараецца ў шырока вядомую формулу

$$\gamma_j = \frac{3}{2}\gamma\left(1 - \frac{4y_j^2}{c^2}\right), \tag{3.28}$$

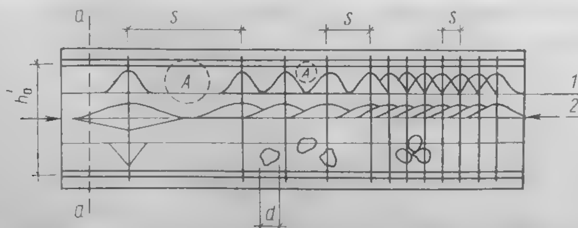
дзе y_j — адлегласць ад цэнтра сціснутай зоны c да разглядаемай плоскасці. На рыс. 21 паказана размеркаванне дэфармацый γ, выяўленае ў эксперыментах, і іх размеркаванне згодна з прапанаванай мадэллю. Відаць увогуле іх добрае супадзенне. Паколькі ў прапануемым разліку ўсё сячэнне сціснутай зоны будзе разбівацца на палосы і велічыня дэфармацый будзе вызначацца характарыстыкамі ў цэнтры паласы, хібнасць ад адсутнасці плаўнага пераходу ад пояса сціснутай зоны да ўчасткаў расцягнутага бетону невялікая.

Выразы S і I з (3.27) у дыскрэтнай форме пры разбіўцы сціснутых зон на канечную колькасць палос дадзены ў дадатку.

3.4. РАЗМАЗВАННЕ (КАНТЫНІЎНІЗАЦЫЯ) ПАПЯРОЧНАЙ АРМАТУРЫ

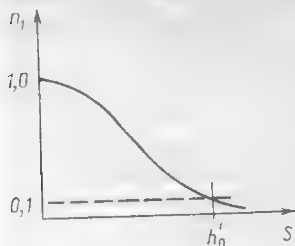
Арматуры ў выглядзе хамутоў, сетак, спіраляў і да т. п. перашкаджаюць папярочным дэфармацыям бетону, ствараючы ў ім вельмі складанае поле напружанняў. Вядомая задача тэорыі пругкасці (аб дзеянні сілы на паўплоскасць) дазваляе ўстанавіць гэтае поле, але застаецца невядомым, як звязаць гэтае поле з трываласцю бетону; яно ж істотна неаднароднае не толькі па таўшчыні элемента (восях y і z на рыс. 27), з чым можна было б зміршцца і паспрабаваць улічыць у разліку, але і па даўжыні, а гэта патрабуе ўліку статыстычнага фактара ўжо ў яўнай форме.

На самай справе, на рыс. 22, дзе паказаны на двух узроўнях (1, 2) дакладныя эпюры ціску і іх лінейныя апраксімацыі па



Рыс. 22. Рэактыўны ціск папярочнай арматуры на бетон

спосабе Жэмачкіна, відаць, што папярочнае напружанне ў зонах A роўнае нулю, а пад папярочнымі стрыжнямі яно найбольшае. Таксама будзе мяняцца ад сячэння да сячэння і трываласць тых або іншых аб'ёмаў бетону. Гэта цяжкасць прымушае ўвесці ў разлік спрашчальную гіпотэзу ў духу супраціўлення матэрыялаў, а іменна правесці размазванне (кантыніўнізацыю) папярочнай арматуры. Фізічным абгрунтаваннем гіпотэзы будзе



Рыс. 23. Залежнасць $n_1 = f(h'_0, s)$

з'яўляцца не столькі наяўнасць у бетону вязкапластычных уласцівасцей, але галоўным чынам грубая неаднароднасць бетону, якая дазваляе асярэднічаць напружанні ў вялікіх аб'ёмах. Размазванне будзе ажыццяўляцца ў аб'ёме, абмежаваным папярочнай арматурай; ахоўны пласт не ўваходзіць у гэты аб'ём і, такім чынам, аказваецца па-за ўплывам папярочнай арматуры. Адслойванне, «дачаснае» разбурэнне ахоўнага пласта ў моцна арміраваных папярочнай арматурай элементах пацвярджае правільнасць гэтага дапушчэння.

Але размазванне таксама мае свае межы. На самай справе, калі папярочныя стрыжні размяшчаюцца далёка адзін ад аднаго, то, якая б ні была іх таўшчыня, эфект будзе нулявы, бо бетон раней разбурыцца паміж стрыжнямі ў зонах A і гэтым будзе рэгламентавацца здольнасць супраціўлення ўсяго элемента. Такім чынам, улік статыстычнага фактару ў той ці іншай форме застаецца неабходным. Улічым яго ўскосна, увёўшы каэфіцыент эфектыўнасці папярочнай арматуры n_1, які залежыць ад адлегласці паміж стрыжнямі — інтэрвалу s. Відавочна, што пры $s=0$ $n_1=1$. Прымем, што пры $s=h'_0$ $n_1=0{,}1$. Гэта прыкладна адпавядае долі напружанняў сціску эпюры на ўзроўні $h'_0/2$ за лініяй $a—a$, якая знаходзіцца на адлегласці $h'_0/2$ ад восі папярочнай арматуры (рыс. 22). На аснове прынятага выраз для n_1 як найпрасцейшай функцыі h'_0 і s паказаны на рыс. 23 і запішацца

$$n_1 = \frac{0{,}1}{s/h'_0 + 0{,}1}. \qquad (3.29)$$

Карысна ўлічыць адзін тэхналагічны фактар, а іменна зярністасць бетону, ці, прасцей, найбольшы размер d (фракцыю)

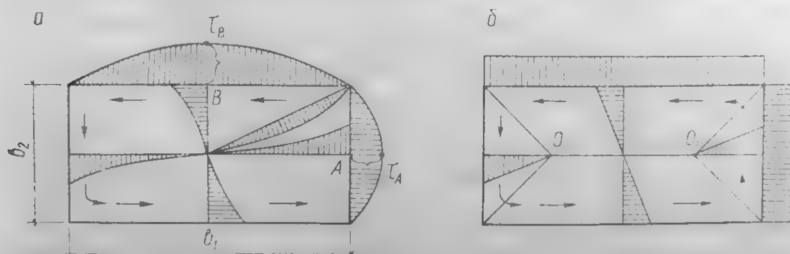
найбольш трывалага кампанента бетону. На рыс. 22, дзе паказаны зерні такога запаўняльніка, відаць, што калі размер зерня вялікі, а інтэрвал арматуры адносна малы, то эфектыўнасць арматуры павялічваецца; з'яўляецца дадатковае абгрунтаванне для яе размазвання. Улічым гэты фактар членам d у папярэдняй залежнасці і тады атрымаем

$$n_1 = \frac{0{,}1}{(s-d)/h_0' + 0{,}1}, \tag{3.30}$$

дзе пры $s-d<0$ трэба прымаць $s-d=0$.

3.5. СПРАШЧЭННЕ ЗАДАЧЫ КРУЧЭННЯ

Як вядома, простыя рашэнні задач на кручэнне атрымліваюцца толькі ў тым выпадку, калі сячэнні элементаў маюць форму круга ці кальца. Але сярод будаўнічых канструкцый, што працуюць на кручэнне, такія сячэнні сустракаюцца надзвычай рэдка. Ёсць даволі простыя прыбліжаныя формулы для кручэння танкасценных адкрытых і закрытых профіляў; добрае прыбліжэнне ў гэтым выпадку забяспечваецца тым, што дзякуючы танкасценнасці на малыя зоны сячэнняў у вуглах не звяртаюць увагі. Такія сячэнні ўжо даволі часта сустракаюцца ў будаўніцтве; аднак усё-такі найбольш распаўсюджаны сярод сячэнняў, што ўспрымаюць кручэнне, прамавугольнае, Т- і Г-падобныя, а таксама іншыя, больш складаныя формы, для якіх няма ні дакладных, ні прыбліжаных рашэнняў. Нагадаем, што ўжо для прамавугольных сячэнняў рашэнне ў замкнутай форме немагчымае. Яно даецца ў форме бясконцых радоў (напрыклад, Фур'е) і з прычыны яго складанасці абмяжоўваецца ў падручніках супраціўлення матэрыялаў толькі прывядзеннем каэфіцыентаў, што дазваляюць вылічыць τ_{max} у пунктах A і B, і каэфіцыентаў для падліку адноснага вугла закручвання (рыс. 24, *а*). Каэфіцыенты з'яўляюцца функцыямі адносін доўгай і кароткай старон прамавугольніка. Пры гэтым адзначым, што τ_B большае за τ_A пры $b_1/b_2=\infty$ толькі на 26%; для іншых жа, больш рэаль-



Рыс. 24. Размеркаванне напружанняў кручэння ў прамавугольным сячэнні: *а* — пругкае; *б* — пластычнае

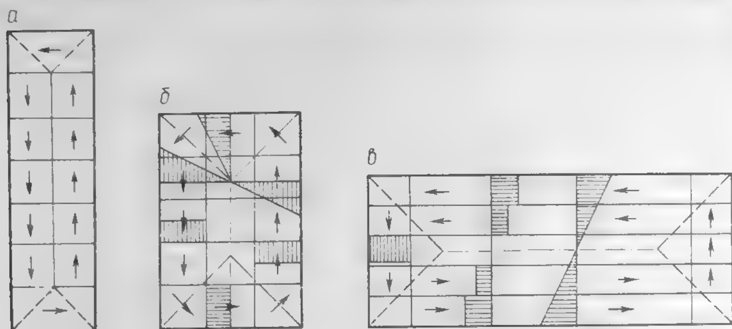
ных для жалезабетону суадносін даўжынь τ_A і τ_B адрозніваюцца нязначна. Гэта з'явіцца ў далейшым абгрунтаваннем спрашчэнняў 1 і 2. Строгае рашэнне, падобнае да прыведзенага на рыс. 24, *а*, відавочна, непрыгоднае для практыкі як з-за яго складанасці, так і з-за таго, што сячэнні жалезабетонных канструкцый, якія працуюць на кручэнне, часта адрозніваюцца ад прамавугольнага (гэта, як правіла, цэлы спектр сячэнняў — ад такіх, што амаль прамавугольныя, але маюць выступы і зрэзы, да такіх, якія нельга разглядаць як танкасценныя), а таксама таму, што для жалезабетону пры ўліку сыходных участкаў дыяграм σ—ε бетону і вызначэнні разбуральных нагрузак напружанні ў адным, няхай і самым напружаным, пункце не маюць рашаючага значэння. Гэтыя напружанні не звязаны прама і проста з максімальнай нагрузкай, якую разбуральнай можна назваць толькі ўмоўна. У такой сітуацыі мэтазгодна распрацоўка іншых прыбліжаных спосабаў разліку, якія ўлічваюць спецыфіку матэрыялаў, патрэбную дакладнасць і мэту разліку.

1. Першае спрашчэнне будзе заключацца ў замене крывалінейных эпюр напружанняў (дэфармацый) на лінейныя (трохвугольныя) і ўвядзенні нулявой лініі OO_1 (рыс. 24, *б*), якая праходзіць праз пункты перасячэння бісектрыс вуглоў і на якой напружанні і дэфармацыі роўныя нулю. Гэта, як вядома, галоўная прадпасылка пластычнай тэорыі кручэння цел прамавугольных сячэнняў. Яна, безумоўна, не парушае асноўнага прынцыпу (аналаг умовы раўнавагі ўнутраных сіл розных знакаў) кручэння, згодна з якім здабытак перакосных напружанняў аднаго знака на плошчу іх размяшчэння павінен у любым сячэнні заставацца пастаянным. Нагадаем карысную гідрадынамічную аналогію, згодна з якой у патоку вадкасці, які верціцца, яе расход (здабытак хуткасці на плошчу патоку) павінен заставацца пастаянным.

Далейшыя спрашчэнні жорстка звязаны з галоўнай спецыфікай разліку, а іменна з разбіўкай сячэнняў на элементарныя пляцоўкі, асярэдніваннем на іх дэфармацый (напружанняў) і наступным вызначэннем на іх намаганняў.

2а. Пры дзеянні *M* і *Q* у плоскасці доўгай стараны вузкія сячэнні ($b_1/b_2 \geqslant 2{,}5$), а таксама сціснутыя зоны з тымі ж суадносінамі велічыні сціснутай зоны і шырыні сячэння рэкамендуецца разбіваць уздоўж доўгай стараны на дзве паласы роўнай шырыні. Велічыню дэфармацый ад кручэння ўсюды, у тым ліку і на канцавых участках, роўных $b_2 + b_1/2$, прымаюць прапарцыянальнай адлегласці ад нулявой лініі да цэнтра палос, г. зн. велічыні $b_2/4$. Гэта раўназначна замене трохвугольных эпюр на прамавугольныя з дэфармацыямі ў паласе, роўнымі палавіне паверхневых. Вектар напружанняў і дэфармацый прымаецца ў адпаведнасці з напрамкам знешняга моманту кручэння. Колькасць разбівак уздоўж кароткай стараны вызначаецца неабходнасцю ўліку *M* і *Q* і складае 4—6 (рыс. 25, *а*).

2б. Пры такой жа накіраванасці M і Q сячэнні з $b_1/b_2<2{,}5$, а таксама сціснутыя зоны з такімі ж суадносінамі рэкамендуецца разбіваць уздоўж доўгай стараны на тры паласы аднолькавай шырыні. Велічыні дэфармацый ад кручэння ў клетках, у якіх размяшчаецца нулявая лінія, прымаюцца роўнымі нулю, а ва ўсіх астатніх — прапарцыянальнымі адлегласці ад нулявой лініі да цэнтра разглядаемай клеткі, г. зн. велічыні $b_2/3$. Велічыню дэфармацый ад кручэння ў вуглавых пляцоўках трэба прымаць



Рыс. 25. Разбіўка на элементарныя пляцоўкі прамавугольных сячэнняў

роўнай дэфармацыі ў асноўных, напрамак вектара—перпендыкулярным бісектрысе вугла. Колькасць разбівак уздоўж кароткай стараны трэба прымаць, як у папярэднім выпадку (рыс. 25, *б*).

2в. Пры дзеянні M і Q у плоскасці дзеяння кароткай стараны колькасць разбівак уздоўж доўгай стараны павінна складаць не менш чым 3—5, уздоўж кароткай — не менш чым 3, пры гэтым шырыню крайніх палос варта прымаць роўнай прыкладна 1/3—1/4 вузкай стараны. Велічыню дэфармацый у клетках, дзе размяшчаецца нулявая лінія, можна прыняць роўнай нулю, ва ўсіх астатніх — прапарцыянальнай адлегласці ад нулявой лініі да цэнтра разглядаемай пляцоўкі (рыс. 25, *в*). У вуглавых пляцоўках дэфармацыі вызначаюцца таксама, як і ў папярэднім выпадку.

Як было паказана вышэй, сячэнні, што ўспрымаюць кручэнне, маюць, як правіла, складаныя формы і ўключаюць полкі, выступы, казыркі і да т. п. Для вызначэння напружана-дэфармаванага стану ў гэтым выпадку можна сфармуляваць наступныя правілы.

3а. Сячэнні, сціснутыя зоны неабходна разбіваць на самыя простыя фігуры так, каб, часткова перакрываючы адна адну, яны маглі скласці ўсё сячэнне, сціснутую зону канструкцыі.

3б. Кожную фігуру ў сваю чаргу неабходна разбіць на клеткі так, каб пры накладанні фігур у агульных частках розных фігур клеткі гэтых фігур супалі.

3в. У клетках, агульных для розных фігур, атрымліваюць перавагу тыя клеткі (і іх перакосныя дэфармацыі), адлегласці ад цэнтра якіх да адпаведных нулявых ліній найбольшыя. У выпадку роўнасці гэтых адлегласцей дэфармацыя ў клетцы вызначаецца правілам складання вектараў (гл. залежнасць (5.75) у параграфе 5.7, дзе прыведзена правіла складання перакосных дэфармацый ад дзеяння Q і T). Прыклады разбіўкі сячэнняў і сціснутых зон паказаны на рыс. 25.

Для вызначэння вугла нахілу трэшчын пры сумесным дзеянні M, Q, N і T неабходна выявіць r — усярэдненае ўмоўнае плячо моманту сіл, што ствараюць перашкоду знешняму кручэнню. Велічыня r, такім чынам, характарызуе геаметрычную супраціўляльнасць сячэння кручэнню. Для незамкнутых (суцэльных) сячэнняў

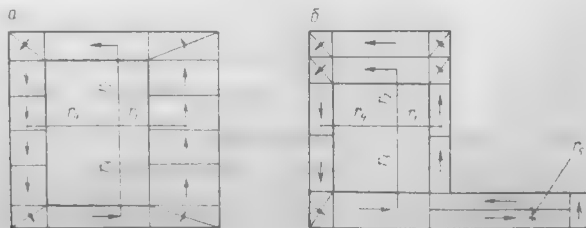
$$r = \frac{1}{\sum\limits_{1}^{n} A_i} (A_1 r_1 + A_2 r_2 + \ldots + A_n r_n), \tag{3.31}$$

дзе A_i — плошча ўсіх клетак, адлегласць ад цэнтра якіх да адпаведных нулявых ліній роўная r_i.

Замкнутыя профілі, як вядома, намнога лепш супраціўляюцца кручэнню, чым незамкнутыя. Гэта тлумачыцца тым, што ў першых адсутнічаюць нулявыя лініі, дзе напружанні роўныя нулю, і тым, што ў іх намнога большае (пры адных і тых жа плошчах сячэнняў) плячо моманту сіл. З умовы раўнавагі сума напружанняў у розных сячэннях павінна быць роўнай нулю. (Тут таксама дарэчы гідрадынамічная аналогія, згодна з якой расход цыркулюючай вадкасці ў розных сячэннях павінен быць аднолькавым.) Адсюль непасрэдна вынікае наступнае сцвярджэнне.

4. Велічыні дэфармацый у розных сячэннях замкнутых профіляў, з'яўляючыся пастаяннымі па таўшчыні сценкі, адваротна прапарцыянальныя велічыням гэтых сячэнняў.

Астатнія сцвярджэнні аналагічныя сцвярджэнням для незамкнутых профіляў.



Рыс. 26. Разбіўка на элементарныя пляцоўкі замкнутых сячэнняў

5. Сячэнні або сціснутыя зоны ў плоскасці дзеяння M і Q разбіваюцца на 3—6 паясоў.

6. Дэфармацыі ў вуглавых клетках вызначаюцца паводле правіла складання вектараў дэфармацый дзвюх сумежных старон профілю. Два прыклады разбіўкі замкнутых профіляў паказаны на рыс. 26. Плячо моманту сіл для замкнутых профіляў роўнае сярэдняму арыфметычнаму адлегласцей ад цэнтра цяжару сячэння (сціснутай зоны) да сярэдзіны адпаведных сценак, г. зн.

$$r_3 = \frac{1}{n}(r_1 + \ldots + r_n). \tag{3.32}$$

Звычайна n роўнае 4.

І, нарэшце, могуць сустрэцца профілі, што ўяўляюць сабой камбінацыю замкнутых і незамкнутых профіляў (рыс. 26, *б*). У гэтым выпадку ўсе вышэйпералічаныя палажэнні застаюцца ў сіле, г. зн. сячэнні разбіваюцца на фігуры, пры гэтым замкнутая частка сячэння павінна быць асобнай фігурай; фігуры ў сваю чаргу разбіваюцца на клеткі, якія пры накладванні фігур павінны супасці; прыярытэт атрымліваюць тыя з клетак, адлегласці ад цэнтраў якіх да нулявых ліній, што ім адпавядаюць, найбольшыя. Умоўнае плячо моманту сіл такіх сячэнняў можа быць знойдзена як сярэднеўзважанае r_i (г. зн. з улікам долі плошчаў, да якіх адносіцца асобнае r) накладваемых фігур:

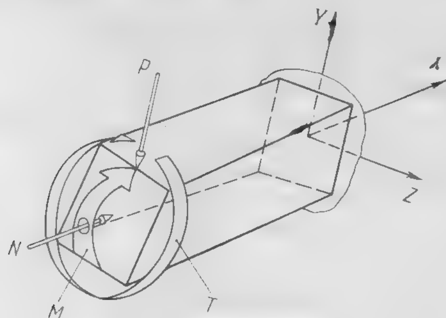
$$r = \frac{1}{A_3 + \sum_{1}^{n} A_i}(A_3 r_3 + A_1 r_1 + \ldots + A_n r_n), \tag{3.33}$$

дзе r_i — адлегласць ад нулявой лініі фігуры да цэнтра разглядаемай клеткі; A_i — сумарная плошча ўсіх клетак з аднолькавым r_i; A_3 — плошча фігуры, што ўтварае замкнутую частку сячэння; r_3 вызначаецца па (3.32).

3.6. АГУЛЬНАЯ МЕТОДЫКА РАЗЛІКУ ЗАЛЕЖНАСЦІ СЦІСКУ-ВЫГІНУ, ПЕРШАГА І ДРУГОГА ПРЫБЛІЖЭННЯ, ПАНЯЦЦЕ ЦЭНТРА СУПРАЦІЎЛЕННЯ

Напружаны стан сціску-выгіну найчасцей сустракаецца ў жалезабетонных канструкцыях. З аднаго боку, ён мае месца амаль ва ўсіх канструкцыях, што ўспрымаюць намаганні сціскання і працуюць з эксцэнтрысітэтам, пазбегнуць якога, як правіла, не ўяўляецца магчымым; з другога боку, з мэтай пазбегнуць вялікіх прагібаў выгінаемых канструкцый ён ствараецца штучна: ці то перадналружаннем падоўжнай арматуры, ці то змяшчэннем канструкцый у распорныя сістэмы (рыс. 27). Ва ўсіх гэтых выпадках прыходзіцца рашаць задачу ўспрымання канструкцыямі намаганняў M і N. Нягледзячы на адносную

прастату задачы з прычыны таго, што напружаны стан тут уяўляе сабой чысты сціск, яна да гэтага часу не знайшла адэкватнага рашэння ў традыцыйнай пластычнай тэорыі жалезабетону. Дастаткова нагадаць, што рашэнне задачы нецэнтравага сціскання тут распадаецца на два выпадкі ў залежнасці ад таго, усё сячэнне ці толькі частка яго сціснута; павелічэнне эксцэнтрысітэту ў гібкіх нецэнтральна загружаных калонах тут звязваюць са стратай устойлівасці (што з'яўляецца відавочным



Рыс. 27. Намаганні і восі

непаразуменнем, паколькі праблема страты ўстойлівасці ўзнікае менавіта пры цэнтральным сцісканні, звычайныя суадносіны сячэнняў і вышынь жалезабетонных калон выключаюць страту іх устойлівасці, і нарастаючы эксцэнтрысітэт трэба тлумачыць выгінам, а не стратай устойлівасці), а пераднапружаныя выгінаемыя канструкцыі разлічваюць па асобных спецыяльных методыках, што выкладаюцца ў асобных курсах. Між тым з пазіцый супрацiўлення матэрыялаў усе гэтыя задачы з'яўляюцца аднатыпнымі.

Разгледзім элементы з $b=h=1$ і з паказанай на рыс. 28, *а* эпюрай напружанняў. Лёгка ўстанавіць, што такой эпюры адпавядае $N=\frac{1}{2}(3+1)=2$, $M=\frac{2}{3}\cdot\frac{1}{2}\cdot\frac{1}{2}=\frac{1}{6}$, пры гэтым M падлічвалася шляхам выдзялення з агульнай эпюры выгібнай, паказанай справа пункцірам. Са з'яўленнем пластычнасці матэрыялу і, значыць, парушэннем лінейнасці гэты спосаб губляе сваю эфектыўнасць, паколькі выдзеліць выгібную эпюру нельга элементарна, нулявы пункт для яе не знаходзіцца пасярэдзіне сячэння.

У гэтым выпадку больш эфектыўным аказваецца іншы спосаб. Сутнасць яго заключаецца ў тым, што ўся эпюра разбіваецца на элементарныя палосы, паралельныя восі элемента, падлічваецца момант гэтых палос адносна адвольнага пункта *O*, знаходзіцца сума гэтых момантаў, затым з гэтай сумы аднiма-

ецца момант раўнадзейнай усіх сіл, прыкладзены ў цэнтры супраціўлення сячэння адносна таго ж адвольнага пункта (рыс. 28, *б*):

$$M = \sum_{1}^{n} \sigma_i (c - y_i) A_{\text{в}i} - (c - x) N, \qquad (3.34)$$

дзе y_i — адлегласць ад верхняй грані да цэнтра элементарнай паласы; x — цэнтр супраціўлення. Пры $n \to \infty$ і пругкай рабоце матэрыялу (для прамавугольнага сячэння тады $x = h/2$) залежнасць (3.34) дае тыя самыя вынікі, што і вядомая формула нецэнтравага сціскання

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_\text{в}} \pm \frac{Mh}{2I}. \qquad (3.35)$$

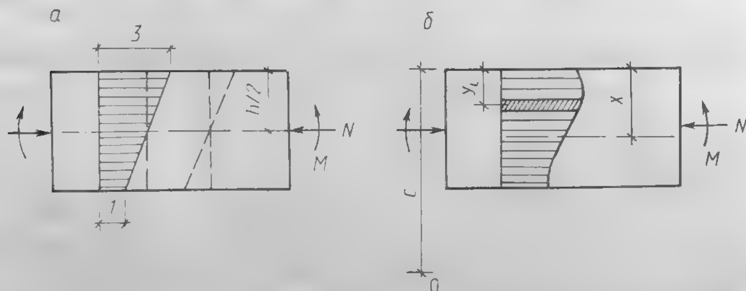
Залежнасці тыпу (3.34) вельмі зручныя для жалезабетону з яго разнажорсткімі састаўляючымі, што пераходзяць у пластычны стан пры неаднолькавых дэфармацыях, і пры прынятым намі спосабе разбіўкі сціснутай зоны на элементарныя пляцоўкі. Формула сціску-выгіну ў агульным выглядзе для жалезабетону запішацца так:

$$M = \Sigma A_{\text{в}i}\sigma_{\text{в}i}(c - y_i) + A_s^{'}\sigma_s^{'}(c - a) + A_s\sigma_s(c - h_0) -$$
$$- (c - x)(\Sigma A_{\text{в}i}\sigma_{\text{в}i} + A_s^{'}\sigma_s^{'} + A_s\sigma_s). \qquad (3.36)$$

Пры гэтым

$$\Sigma A_{\text{в}i}\sigma_{\text{в}i} + A_s^{'}\sigma_s^{'} + A_s\sigma_s = N. \qquad (3.37)$$

Формулы (3.36) і (3.37) адпавядаюць двухраднаму размяшчэнню арматуры. Пры мнагарадным арміраванні ўводзяцца дадатковыя члены для кожнага рада. Асноўная тонкасць у прымяненні залежнасцей заключаецца ў правільным вызначэнні знака для намаганняў і момантаў, ствараемых арматурай, што працуе ў расцягнутай зоне. Пры вызначэнні M гэтая арматура заўсёды стварае дадатны момант, паколькі здабытак адмоўных напружанняў на адмоўнае плячо $(c - h_0)$ дае плюс. Пры вызначэнні



Рыс. 28. Элементарнае вызначэнне M і N: *а* — пры лінейнай эпюры напружанняў; *б* — па (3.34) пры адвольнай эпюры

N правіла знакаў звычайнае, г. зн. плюс для намаганняў сціскання, мінус для намаганняў расцяжэння. Асаблівасці прымянення залежнасцей пры разліку перадналружаных канструкцый паказаны ў прыкладах.

Цэнтр супраціўлення сячэння залежыць не толькі ад профілю сячэння, але і ад ступені пругкапластычнасці матэрыялаў, г. зн. ад разбурэння бетону і пластычнасці (цякучасці) арматуры; такім чынам, ён у ходзе нагрузкі пастаянна мяняе сваё размяшчэнне. Цэнтр супраціўлення можна вызначыць як пункт прыкладання раўнадзейнай усіх унутраных намаганняў, які забяспечвае найбольшае супраціўленне знешнім намаганням M і N. Цэнтр супраціўлення сячэння можна тлумачыць таксама як такі пункт у сячэнні, паварот адносна якога эпюры дэфармацый мяняе велічыню выгінальнага моманту ў сячэнні без змянення падоўжнага намагання. Ён вызначаецца па наступнай залежнасці:

$$x = \frac{\Sigma A_{\text{в}i} E_{\text{в}i} y_i + A'_s E'_s a + A_s E_s h_0}{\Sigma A_{\text{в}i} E_{\text{в}i} + A'_s E'_s + A_s E_s}. \qquad (3.38)$$

пры $N=0$ цэнтр супраціўлення супадае з нейтральнай воссю выгінаемага элемента. Модулі дэфармацый $E_{\text{в}i}$, E'_s і E_s з'яўляюцца пераменнымі. Велічыня c знаходзіцца па залежнасці

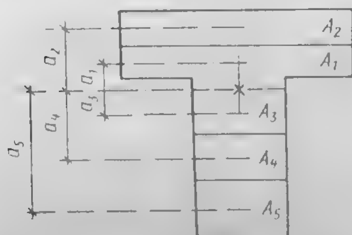
$$c = \frac{\varepsilon_{\text{в}}}{\varepsilon_{\text{в}} - \varepsilon_s} h_0, \qquad (3.39)$$

дзе $\varepsilon_{\text{в}}$ — падоўжная дэфармацыя бетону на найбольш сціснутай грані элемента; ε_s — падоўжная дэфармацыя расцягнутай або менш сціснутай арматуры і бетону на яе ўзроўні. Калі $c \leqslant h$, то c ёсць велічыня сціснутай зоны сячэння.

У якасці першага прыбліжэння для вызначэння $\varepsilon_{\text{в}}$ і ε_s можна выкарыстаць вядомую залежнасць (арматура не ўлічваецца):

$$\varepsilon_{\text{в}s} = \frac{1}{E_{\text{в}}} \left(\frac{N}{A_{\text{в}}} + \frac{M y_{\text{в}s}}{I} \right), \qquad (3.40)$$

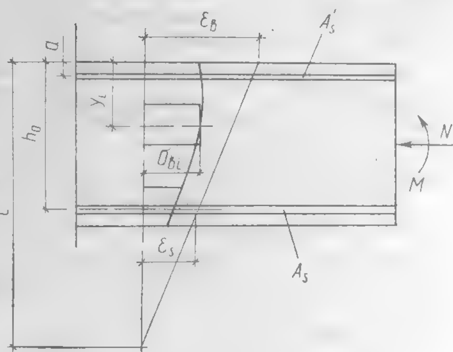
дзе $y_{\text{в}}$ — адлегласць ад верхняй сціснутай грані да цэнтра цяжа-



Рыс. 29. Элементарнае прыбліжанае вызначэнне моманту інерцыі складаных сячэнняў

ру, вызначанага або візуальна, або па (3.38), калі выключыць у апошняй арматуру і прыняць модулі пругкасці роўнымі 1; y_s — адлегласць са знакам мінус ад таго ж цэнтра цяжару ўсяго сячэння да восі менш сціснутай ці расцягнутай арматуры A_s. Для прамавугольных ці блізкіх да іх сячэнняў $I = bh^3/12$. Для больш складаных сячэнняў разбіваем усё сячэнне на 4—5 палос так, каб цэнтр цяжару трапіў на мяжу суседніх палос, і па формуле $\sum_i^n a_i^2 A_{Bi}$ знаходзім I. Напрыклад, для сячэння на рыс. 29, для якога $A_1=5$, $A_2=6$, $A_3=2$, $A_4=2$, $A_5=3$; $a_1=2$, $a_2=4$, $a_3=-1$, $a_4=-3{,}5$, $a_5=-5$, момант інерцыі складзе 217.

Дакладнасць у вызначэнні дэфармацый ε_B і ε_s у першым прыбліжэнні па



Рыс. 30. Разліковая схема сціснута-выгнутага элемента

апісанай методыцы зусім дастатковая, паколькі не ўлічвалася арматура і невядома, наколькі работа матэрыялаў пры зададзеных нагрузках адрознівалася ад пругкай.

Знайшоўшы ε_B і ε_s і вызначыўшы c, разбіваем сціснутую зону на палосы. Калі $c<h_0$, то рэкамендуецца разбіўка на 3—4 паласы (у залежнасці ад складанасці профілю сячэння), калі ўсё сячэнне сціснута,— то на **4**—5 палос. Затым па залежнасці, што звязвае напружанні і дэфармацыі бетону (2.26), вызначаем напружанні ў кожнай паласе, а па тых ці іншых залежнасцях σ—ε ці даных сталей — напружанні ў арматуры (рыс. 30).

Вызначаем па (3.36) і (3.37) M_1 і N_1, а таксама па (3.38) x, пры гэтым модулі дэфармацый бетону знаходзім дзяленнем напружання на дэфармацыі, што адпавядаюць ім. Вызначаем дэфармацыю ε_c, што адпавядае цэнтру супраціўлення:

$$\varepsilon_c = \frac{c - x}{c} \varepsilon_B. \tag{3.41}$$

Дэфармацыя ў цэнтры палос

$$\varepsilon_{Bi} = \frac{c - y_i}{c} \varepsilon_B, \tag{3.42}$$

дзе y_i — адлегласць ад паверхні элемента да цэнтра паласы.

Падстаўляем атрыманыя велічыні ў залежнасці другога прыбліжэння

$$\varepsilon_{\text{в}}' = \varepsilon_{\text{в}} + (N/N_1 - 1)\,\varepsilon_c + (M/M_1 - 1)(\varepsilon_{\text{в}} - \varepsilon_c), \qquad (3.43)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_s + (N/N_1 - 1)\,\varepsilon_c + (x - h_0)/x\,(M/M_1 - 1)(\varepsilon_{\text{в}} - \varepsilon_c). \qquad (3.44)$$

Вызначыўшы $\varepsilon_{\text{в}}'$ і ε_s', зноў знаходзім c, вызначаем напружанні ў арматуры і бетоне, а таксама x. Знаходзім па (3.36) і (3.37) паўторна M і N. Звычайна гэтае другое прыбліжэнне дае значэнні M і N, якія адрозніваюцца ад зададзеных менш чым на 7—10%, што з'яўляецца дастатковым для практычных мэт. Нявыхад з другога прыбліжэння на зададзеную дакладнасць, атрыманне M і N меншых, чым зададзеныя, на 7—10%, сведчыць пра блізкасць максімальных нагрузак, г. зн. разбурэння. Для кантролю рэкамендуецца зрабіць яшчэ адно, трэцяе, прыбліжэнне па той самай методыцы.

Пры наяўнасці намаганняў Q і T разлік праводзіцца па гэтай жа агульнай схеме, толькі ўзнікаюць напружанні σ_3 і некаторыя спадарожныя ім характарыстыкі. У якасці першага прыбліжэння для вызначэння γ выкарыстоўваюцца наступныя залежнасці:

калі $c \geqslant h$, то

$$\gamma = \frac{Q}{A_{\text{в}} G_{\text{в.о}}}, \qquad (3.45)$$

дзе затым размеркаванне γ па сячэнні вызначаецца па (3.27);

калі $c < h$, то ў сціснутай зоне

$$\gamma_{\text{с.з}} = \frac{Q}{G_{\text{в.о}}\,(cb_1 + h_{\text{т}} b_2 n)}, \qquad (3.46)$$

у расцягнутай зоне

$$\gamma_{\text{р.з}} = n\gamma, \qquad (3.47)$$

дзе n вызначаецца па (3.26); b_1, b_2 — сярэдняя шырыня сціснутай і расцягнутай зоны.

Пры вызначэнні $\gamma_{\text{р.з}}$ і $\gamma_{\text{с.з}}$ ад кручэння выкарыстоўваюцца аналагічныя залежнасці (гл. прыклады разліку).

Пры другім прыбліжэнні ўдакладняюцца значэнні $G_{\text{в}}$, c, $h_{\text{т}}$, b_1, b_2, n, пры гэтым модуль перакосу для бетону расцягнутай зоны застаецца пастаянным, паколькі работу бетону паміж трэшчынамі можна лічыць амаль пругкай. Таму доля папярочнай сілы, успрымаемай расцягнутай зонай, узрастае, што пацвярджаецца эксперыментамі [8]. Вуглавую дэфармацыю сціснутай зоны пры другім і наступных прыбліжэннях трэба вызначаць па залежнасці

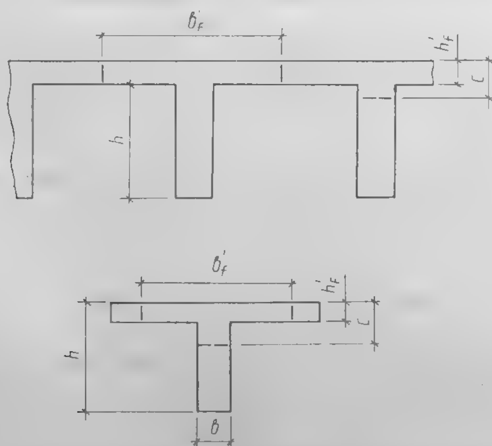
$$\gamma_{\text{с.з}} = \frac{Q}{G_{\text{в}} c b_1 + G_{\text{в.о}} h_{\text{т}} b_2 n}. \qquad (3.48)$$

Калі ў сціснутай зоне аказваюцца навісі, кансолі, паліцы (рыс. 31), то разліковую шырыню ў гэтых частках можна прымаць не большай чым палавіна адлегласці ў святле паміж суседнімі кантамі (сценкамі), а таксама па залежнасцях:

$$
\begin{aligned}
&\text{калі } c \leqslant h_f', \quad \text{то } b_f' = b + 6c;\\
&\text{калі } c > h_f', \quad \text{то } b_f' = b + 6h_f';\\
&\text{калі } 0{,}05h \leqslant h_f' < 0{,}1h, \text{ то } b_f' = b + 4h_f';\\
&\text{калі } h_f' < 0{,}05h, \quad \text{то } b_f' = b + 2h_f'.
\end{aligned}
\tag{3.49}
$$

Звернем увагу яшчэ на адзін важны факт. Гаворка ідзе пра выбар сячэння для разліку ў тых выпадках, калі M, Q, N і T рэзка мяняюцца па даўжыні стрыжня. Тыповым выпадкам рэзкага змянення намагання з'яўляецца, напрыклад, зніжэнне M па меры аддалення ад сярэдняй апоры ў двухпралётнай бэльцы. Відавочна, што разлічваць бэльку на велічыню моманту непасрэдна над сярэдняй апорай — значыць уводзіць сябе ў зман. Усе эфекты, атрыманыя пры разліку канструкцыі як стрыжнявай сістэмы, пры пераносе на рэальную канструкцыю з канечнай шырынёй і вышынёй на даўжыні стрыжня, роўнай сама меней $1h$ ад апоры, трэба «размазваць». Істотным фактарам, які «размазвае» намаганні Q, з'яўляецца нахіленая трэшчына, таму пры ўліку Q у разліку трэба выкарыстоўваць велічыні, што дзейнічаюць на адлегласці, роўнай $1h$ ад краёў апораў ці загрузачных пляцовак.

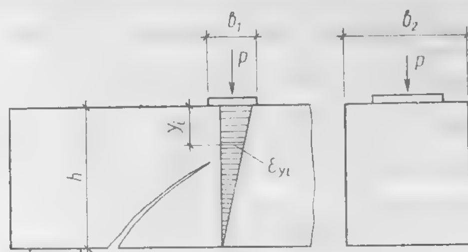
Пакажам спосаб вызначэння папярочных дэфармацый ε_y. Паколькі ў стрыжнявых канструкцыях папярочныя напру-



Рыс. 31. Эфектыўная разліковая шырыня паліц

жанні, за рэдкім выключэннем, з'яўляюцца другараднымі, папярочныя дэфармацыі можна было б вызначыць як нейкую долю ад падоўжных восевых, прычым гэтая доля магла б быць пастаяннай і роўнай прыкладна каэфіцыенту папярочнага расшырэння, які, як вядома, у стадыі ад пачатку эксплуатацыі да разбурэння роўны прыблізна 0,3.

Патрэба ўліку дэфармацый ε_y узнікае ў зонах паблізу прыкладання сканцэнтраваных намаганняў. Гэтыя намаганні дася-



Рыс. 32. Да вызначэння дэфармацый ε_y

гаюць значных велічынь звычайна тады, калі яны прыкладаюцца недалёка ад месца апірання выгінаемых элементаў. Сканцэнтраваная сіла разам з рэакцыяй апоры ўтварае ўчастак дзеяння перарэзвальных намаганняў. У традыцыйнай тэорыі жалезабетону гэты ўчастак спецыяльна выдзяляецца, яго разлік атрымаў назву разліку па нахіленым сячэнні. Неабходна адзначыць, што разліковая схема, якая пры гэтым прымяняецца, мае вельмі ўмоўны сэнс. Дастаткова адзначыць, што здольнасць супраціўлення на гэтым участку ў многім вызначаецца тым, што нахіленая трэшчына паблізу зоны дзеяння сканцэнтраванай сілы спыняецца ў бетоне, што знаходзіцца пад уздзеяннем папярочных сіл сціскання, г. зн. напружанняў σ_y. Патрабуецца прыкладанне дадатковых сіл, каб адбылося разбурэнне бетону ў гэтай зоне. Такая акалічнасць у пластычным разліку не ўлічваецца, хоць, напэўна, і ўплывае на якіясьці яго каэфіцыенты.

Улік мясцовага, лакальнага эфекту недаступны таксама і для метадаў супраціўлення матэрыялаў. Прымаючы пад увагу гэтыя цяжкасці, ацэнім дэфармацыі ў папярочным напрамку наступным чынам:

$$\varepsilon_{yi} = \frac{2P}{A_п E_в} \frac{h - y_i}{h} - 0{,}3\varepsilon_{xi}, \qquad (3.50)$$

дзе P — сканцэнтраваная сіла; y_i — адлегласць ад мяжы прыкладання сілы да цэнтра разглядваемай паласы;

$$A_п = \left(\frac{b_1 + b_2}{2}\right)^2, \qquad (3.51)$$

дзе $A_{п}$ — разліковы размер пляцоўкі; b_1 — размер пляцоўкі ў напрамку падоўжнай восі бэлькі; b_2 — шырыня бэлькі (рыс. 32).

Пры раўнамерна размеркаванай нагрузцы папярочныя дэфармацыі можна вызначыць па залежнасці

$$\varepsilon_{yi} = \frac{q}{E_{в}} \frac{h - y_i}{h} - 0{,}3\varepsilon_{xi}, \qquad (3.52)$$

дзе q — інтэнсіўнасць нагрузкі, кгс/см.

РАЗДЗЕЛ 4

ВЫЗНАЧЭННЕ НАПРУЖАННЯЎ І ДЭФАРМАЦЫЙ У КАНСТРУКЦЫЯХ ПАД НАГРУЗКАЙ. РАЗБУРАЛЬНЫЯ НАГРУЗКІ

Згодна з меркаваннем Д. Юма, тэорыі не могуць быць выведзеныя з фактаў. А паколькі патрабаванне прымаць толькі такія тэорыі, што выцякаюць з фактаў, пакідае нас наогул без тэорый, пастолькі вядомая нам навука можа існаваць толькі ў тым выпадку, калі мы адкінем гэтае патрабаванне і перагледзім нашу метадалогію.

П. ФЕЙЕРАБЭНД

Тэорыя не абвяргаецца асобным эксперыментам, яна абвяргаецца іншай тэорыяй, якая «лягчэй» асімілюе гэты эксперымент.

В. ГЕЙЗЕНБЕРГ

Сам сэнс эксперыментаў невідавочны да таго часу, пакуль яго не высветліць тэорыя.

А. ЭЙНШТЭЙН

4.1. КРЫТЫКА ПЛАСТЫЧНАГА ПАДЫХОДУ

Ці патрэбна ведаць напружанні ў бетоне і арматуры канструкцыі, што знаходзіцца пад нагрузкай, напрыклад пры яе эксплуатацыі? З пункту погляду наіўнага чытача і навукі супраціўлення матэрыялаў — несумненна. Для чаго ж існуе навука пра жалезабетон, скажа наіўны чытач, калі яна да гэтага часу не навучылася гэтага рабіць? Не ведаючы велічыні напружання матэрыялаў канструкцыі ў рабочым стане, мы не можам ведаць, як далёка яму ад гранічнага напружання, пры якім канструкцыя з гэтых матэрыялаў разбураецца, якая надзейнасць такой канструкцыі, ці не здарыцца так, што адны канструкцыі гатовы літаральна зваліцца нам на галаву пры самай малой перагрузцы або вельмі працяглай службе, а іншыя валодаюць вялізнымі запасамі трываласці накшталт запасаў у старажытных збудаваннях, што дастаялі да нашых дзён і пры будаўніцтве якіх пытанне аб коштце матэрыялаў і рабочай сілы не стаяла.

Адказ спецыяліста-кансерватара будзе іншым. Ён скажа, што для правільнага праектавання канструкцый ведаць гэта неабавязкова ці нават зусім не трэба. Пад правільным праектаваннем такі спецыяліст разумее ці падбор арматуры (пры вядомых сячэнні і класе бетону), ці падбор сячэння (пры вядомых арматуры і бетоне), ці падбор бетону (пры вядомых сячэнні і

арматуры) пад зададзеныя разліковыя нагрузкі. Разліковыя формулы для такого падбору, скажа ён, дазваляюць стварыць надзейную і эканамічную канструкцыю; формулы ж распрацаваны буйнымі вучонымі і праверaны эксперыментальнымі загружэннямі.

Усё гэта так. У выніку паўвекавога развіцця ў нашай краіне пластычнай тэорыі жалезабетону ўдалося навучыцца праектаваць надзейныя канструкцыі. Можна прывесці шматлікія прыклады і аргументы «за» і «супраць» кожнага пункта гледжання. Але ўзнікае пытанне, якой цаной дасягаецца адпаведнасць практыкі (г. зн. праектаванне надзейных і эканамічных канструкцый) і тэорыі сучаснага жалезабетону (з яе прымітыўнай жорсткапластычнай разліковай мадэллю).

Разгледзім на самым простым прыкладзе шлях, або, інакш, трансфармацыю, жорсткапластычнай мадэлі да сучасных формул БНіП, на аснове якіх праектуюць канструкцыі. Згодна з зыходнай жорсткапластычнай мадэллю цвёрдага цела, да пэўнага ўзроўню напружанняў матэрыял не мае ніякіх дэфармацый, а пасля з некаторага ўзроўню рэзка пераходзіць у пластычнае цячэнне і пры нязменным ўзроўні напружанняў набывае неабмежаваныя дэфармацыі. У выпадку бэлькі з арматурай у расцягнутай зоне, калі першым сваёй трываласці R_c дасягне бетон, то, неабмежавана дэфармуючыся, ён павялічвае сваю сціснутую зону (што суправаджаецца павышэннем нагрузкі) да таго часу, пакуль або ўсё сячэнне бэлькі не стане сціснутым (першы выпадак), або напружанні ў арматуры не дасягнуць гранічнай велічыні $\sigma_ц$ і арматура таксама пацячэ (другі выпадак).

Для рэалізацыі першага выпадку неабходна, каб на мяжы бетону і арматуры ўтварыўся разрыў, з аднаго боку якога бетон меў бы неабмежаванае ўкарачэнне, а з другога знаходзілася б арматура з такім жа неабмежаваным падаўжэннем. Сітуацыя, якая не сустракаецца ў жыцці: паміж сціснутым бетонам і расцягнутай арматурай заўсёды ёсць нейтральная паласа, дзе напружанні ў бетоне роўныя нулю.

Другі выпадак дазваляе запісаць тыя самыя ўмовы, што ў далейшым сталі асноватворнымі ў сучаснай тэорыі жалезабетону:

$$\sigma_ц A_s = R_c bx, \quad \overline{M} = \sigma_ц A_s z = R_c bxz \quad (z = h_0 - x/2). \qquad (4.1)$$

Жалезабетонныя бэлькі з мяккіх сталей і нізкатрывалых бетонаў, выпрабаваныя ў 30—40-х гадах, пацвердзілі гэтую залежнасць. Калі ж і былі супрацьлеглыя сведчанні, то яны, як і прынята гэта ў навуцы, ігнараваліся. Гэта ігнараванне звычайна працягваецца да таго часу, пакуль прынятая тэорыя не вычарпае поўнасцю сваіх магчымасцей і не з'явіцца новая тэорыя, якая будзе таксама паспяхова пацвярджацца доследамі і, акрамя таго, рабіць паспяховыя прадказанні новых эфектаў.

Але пластычнасць бетонаў і сталей сярэдніх марак істотна

абмежавана, а ў высокатрывалых яна фактычна адсутнічае. Гэта азначае, што ўмовы (4.1) могуць рэалізавацца толькі выпадкова: звычайна ж адзін з матэрыялаў будзе разбурацца раней, а трываласць другога будзе выкарыстана няпоўнасцю. Такім чынам, пластычная мадэль станавілася неадэкватнай эксперыменту. Беручы за аснову гэтую мадэль, адпаведнасці эксперыменту можна дасягнуць толькі ўвядзеннем эмпірычных каэфіцыентаў, колькасць якіх будзе настолькі вялікая, наколькі разнастайныя ўласцівасці бетону і сталі.

Малапрымальнай аказалася пластычная мадэль і для праектавання, г. зн. разліку канструкцый пад эксплуатацыйныя нагрузкі, паколькі ў гэтай стадыі і бетон, і сталь працуюць амаль пругка. Адчуваючы цяжкасці ў вызначэнні разбуральных нагрузак, а значыць, і сапраўднага запасу трываласці, бяспеку канструкцый пачалі ацэньваць па асобных для бетону і сталі каэфіцыентах надзейнасці і тым самым адышлі ад натуральнага паняцця бяспекі як надзейнасці найслабейшага звяна ўсёй канструкцыі. На аснове ўліку статыстычнай зменлівасці трываласці атрымалі супраціўленні R_{sn} і $R_{вn}$, а падзяліўшы апошнія на зададзеныя каэфіцыенты,— так званыя разліковыя супраціўленні R_s і $R_в$. Пасля гэтага залежнасці для праектавання набылі выгляд

$$R_s A_s = R_в bx, \ \overline{M} = R_s A_s z = R_в bxz \quad (z = h_0 - x/2). \qquad (4.2)$$

Ці можна зараз сцвярджаць, што залежнасці (4.2) неяк адлюстроўваюць эксплуатацыйную стадыю работы канструкцыі? Падзяліўшы трываласці на каэфіцыенты надзейнасці, г. зн. паменшыўшы іх, мы атрымалі і некаторы выгінальны момант M, меншы, чым разбуральны $\overline{M}$.

На жаль, і гэтага нельга сцвярджаць. Велічыні x і z з'яўляючыся па вызначэнні чыста фізічнымі (адлегласці-даўжыні ў (4.1)), пасля пераўтварэнняў, што прывялі да (4.2), набылі чыста ўмоўны фіктыўны сэнс, паколькі сталі залежаць ад каэфіцыентаў надзейнасці. На самай справе, можна выявіць вельмі вялікія разыходжанні паміж фактычным x, вызначаным у эксплуатацыйнай, амаль пругкай стадыі работы па (4.3), і x па (4.2):

$$E_в bx^2 + 2E_s A_s x - 2E_s A_s h_0 = 0. \qquad (4.3)$$

Так, калі бетонная бэлька з $b = h_0 = 20$ см, $R_в = 100$ кгс/см² заарміравана шклапластыкавай арматурай з $A_а = 5$ см², $E_а = 5 \cdot 10^5$ кгс/см², $R_а = 10000$ кгс/см², то з выразу (4.2) $x = 25$ см ($> h_0$?), а з (4.3) $x = 4{,}4$ см; пры тых самых даных, але для сталі А-I з $R_s = 2300$ кгс/см² x будзе роўны адпаведна 5,7 і 15 см. Несупадзенні, як бачым, прынцыповыя.

Такім чынам, шырока распаўсюджанае меркаванне, што пластычны падыход узнік на аснове цеснай сувязі з эксперыментам і гэта сувязь ёсць галоўная яго вартасць, не абгрунтавана. Хутчэй можна сцвярджаць, што сутнасць гэтага падыходу да

праектавання — у яго поўнай умоўнасці. Сувязь з эксперыментам тут дасягаецца шляхам увядзення безлічы асобных залежнасцей і каэфіцыентаў, г. зн. не дзякуючы прынятай разліковай мадэлі, а насуперак ёй.

Са з'яўленнем новых, больш складаных канструкцый і больш трывалых сталей і бетонаў (якія практычна ўжо не маюць ніякай пластычнасці) тэорыю пластычнага жалезабетону «ўдасканальваць» становіцца ўсё цяжэй. Шматлікая армія выпрабавальнікаў і высокааплатных спецыялістаў замерваюць дэфармацыі ў бетоне і арматуры, але не для таго, каб знайсці спосаб, як, ведаючы нагрузкі, вызначаць напружанні ў канструкцыі, а для таго, каб у выніку ўвесці той або іншы каэфіцыент у залежнасці тыпу (4.2). Таму спецыяліст-кансерватар, з аднаго боку, не цікавіцца напружаннямі ў канструкцыі (таму што можа запраектаваць канструкцыю і без ведання іх), а з другога, не разумее сэнсу і значэння пераважнай колькасці каэфіцыентаў і не можа кроку зрабіць без нарматыўнага дакумента або кансультацый з аўтарамі формул. З прычыны ж таго, што колькасць нарматываў, залежнасцей, каэфіцыентаў за апошнія гады рэзка ўзрасла і арыентавацца ў іх становіцца ўсё цяжэй, а аўтары формул і самі сумняваюцца, таму што чыста эмпірычныя веды не даюць поўнай упэўненасці ў іх праўдзівасці (варта з'явіцца новаму віду арматуры, бетону, канфігурацыі і сячэнню, як усе ранейшыя работы амаль поўнасцю абясцэньваюцца), адбываецца перастрахоўванне (часцей за ўсё пераарміраванне канструкцый, што перакрэслівае ўсю «дакладнасць» эмпірычных формул), адмаўленне ад новых арыгінальных рашэнняў, падаўленне творчай ініцыятывы, ператварэнне працы праекціроўшчыка ў руціну.

Прапанаваны разлік, які вяртае тэорыю жалезабетону ў сям'ю навук аб супраціўленні матэрыялаў, дазваляе вызначаць напружана-дэфармаваны стан канструкцый у любой стадыі работы.

4.2. РАЗБУРАЛЬНЫЯ НАГРУЗКІ

Веданне разбуральных нагрузак неабходна для выяўлення сапраўднага запасу здольнасці супраціўлення канструкцыі і, значыць, рацыянальнага і эканамічнага яе праектавання. Нават для цэнтральна-сціснутага жалезабетоннага элемента гэта задача не з'яўляецца простай, паколькі пасля дасягнення бетонам сваёй трываласці пры аднавосевым сцісканні напружанні ў ім пачынаюць змяншацца, у той жа час як у арматуры яны растуць. Такім чынам, агульнае намаганне мяняецца па нейкай складанай, невядомай нам залежнасці.

Выведзем залежнасці, што дазваляюць знаходзіць з дастатковай дакладнасцю максімальныя нагрузкі пры ўмове, што быў

устаноўлены напружана-дэфармаваны стан хоць бы пры адной нагрузцы. Натуральна, што чым бліжэй да разбуральнай была першая нагрузка, тым больш дакладна будзе вызначана максімальная разбуральная нагрузка. Пры праектаванні за гэтую першую нагрузку зручней за ўсё прыняць эксплуатацыйную, паколькі разлік канструкцыі пры гэтым неабходны ў кожным выпадку — для вызначэння яе запасу трываласці, дэфарматыўнасці і трэшчынастойкасці.

Дастаткова вызначыць разбуральныя нагрузкі толькі па адным ці двух намаганнях, часцей па M і N. Як правіла, намаганні дзейнічаюць у тых ці іншых спалучэннях. Намаганні Q і T наогул з'яўляюцца вытворнымі ад знешніх папярочных сіл, што выклікаюць выгін, і таму могуць быць заўсёды выражаны праз M.

Для цэнтральна-сціснутых канструкцый модуль $E_в = 0{,}5E_{в.о}$ і адпаведная гэтаму модулю дэфармацыя ε_0 адпавядаюць максімальнай нагрузцы па бетону. Максімальная нагрузка для ўсёй канструкцыі бывае за кошт сціснутай арматуры большай. Пры $M=0$ і $N\neq0$ модуль $E_в$ бетону і дэфармацыя, што адпавядае максімальнай нагрузцы па бетону, залежаць ад двух фактараў — ад колькасці і стану сціснутай арматуры. Пры $M\neq0$ максімальная нагрузка залежыць акрамя ўказаных фактараў ад стану расцягнутай арматуры. Калі апошняя перайшла ў пластычны стан, адбываюцца падрэзка вышыні сціснутай зоны і памяншэнне нагрузкі.

Вызначым сувязь паміж максімальнай нагрузкай па бетону і нагрузкай, пры якой быў устаноўлены напружана-дэфармаваны стан, г. зн. першай нагрузкай $N^в$. У якасці асноўнага параметра, які характарызуе працаздольнасць ці разбуранасць бетону сціснутай зоны, прымем модуль дэфармацыі $E_в$ крайняй фібры, г. зн. модуль, што адпавядае ε_{max}. Лёгка бачыць, што максімальнай нагрузцы па бетону (незалежна ад Q і T) адпавядае $E_в = 0{,}5E_{в.о}$. Лагічна дапусціць, што сувязь $N^в_{max}$ і $N^в$ носіць нелінейны характар, пры якім рост дэфармацый перад разбурэннем значна апярэджвае рост нагрузкі. Самую простую сувязь такога роду можна перадаць наступным чынам (рыс. 33):

$$N^в = BE_в - AE_в^2. \tag{4.4}$$

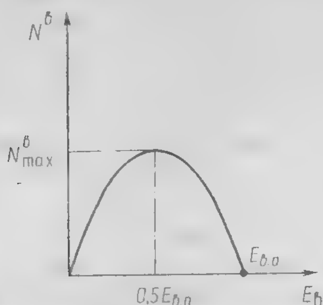
Успомніўшы, што для парабалы $A = 4N^в_{max}/E^2_{в.о}$, $B = 4N^в_{max}/E_{в.о}$, лёгка ўстанавіць, што

$$N^в_{max} = \frac{N^в}{\dfrac{4E_в}{E_{в.о}}\left(1 - \dfrac{E_в}{E_{в.о}}\right)}. \tag{4.5}$$

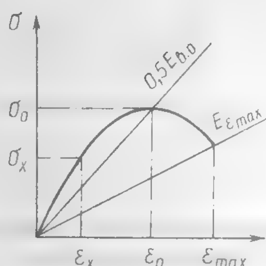
Выраз (4.5) застаецца справядлівым таксама і для элементаў, загружаных выгінальным момантам, і сячэнняў адвольнай фор-

мы, паколькі гэтыя асаблівасці ўлічаны суадносінамі $N^{в}$ і $E_{в}$. Інакш кажучы, нягледзячы на тое што $N^{в}_{max}$ для гэтых выпадкаў дасягаецца пры $\varepsilon_{max} > \varepsilon_0$, выраз (4.5) з дастатковай дакладнасцю можа быць прыняты для ўсіх выпадкаў загружэння.

Пры наяўнасці сціснутай арматуры трэба ўлічыць яе работу. Пасля дасягнення максімуму здольнасці супраціўлення па бетону, г. зн. $N^{в}_{max}$, агульнае намаганне ў залежнасці ад колькасці арматуры і яе стану можа або памяншацца, або павялічвацца.



Рыс. 33. Сувязь нагрузак $N^{в}$ з модулем дэфармацыі $E_{в}$



Рыс. 34. Сувязь σ, ε і $E_{в}$

Для знаходжання гэтага агульнага намагання трэба даць некалькі значэнняў ε_i звыш ε_0 і падлічыць пры гэтым намаганне. Работа бетону пасля дасягнення максімальных напружанняў пры наяўнасці сціснутай арматуры — складаная і малавывучаная з'ява [10]. Назапашаная пры дэфармаванні бетону энергія, якая пры адсутнасці арматуры амаль уся шла на развіццё трэшчын, г. зн. на разбурэнне, пры наяўнасці арматуры не можа вызваліцца поўнасцю; цяпер энергія паглынаецца не толькі за кошт трэння паміж часціцамі бетону, але і за кошт трэння паміж бетонам і арматурай; арматура перашкаджае папярочным дэфармацыям бетону; адбываецца, відаць, таксама пераразмеркаванне намаганняў з бетону на арматуру.

Адэкватна ўсе гэтыя працэсы могуць быць апісаны толькі з пазіцый механікі разбурэнняў. З пазіцый жа супраціўлення матэрыялаў сумарны эфект гэтых працэсаў можа трактавацца як праяўленне пластычнасці бетону. Фармальна ж для разліку, арыентаванага на прымяненне ў практыцы праектавання, гэтыя працэсы можна апісаць з дапамогай функцый трываласных і дэфарматыўных уласцівасцей арматуры, паколькі інтуітыўна зразумела, што чым пазней арматура пацячэ ці страціць у выніку выгіну ўстойлівасць, тым больш будзе супраціўляцца канчатковаму разбурэнню бетон. Фактычна гэта выказанае меркаванне адрозніваецца ад шырока вядомага пластычнага падыходу тым, што ступень пластычнасці бетону ў нашым падыходзе

залежыць ад дэфарматыўных і трываласных уласцівасцей арматуры, што працуе сумесна з бетонам; здольнасць супраціўлення жалезабетону можа быць выяўлена толькі пры дапамозе ўліку дэфарматыўнасці матэрыялаў.

Агульнае максімальнае намаганне, якое здольны ўспрыняць цэнтральна-загружаны элемент ці сціснутая зона выгінаемага элемента, можна знайсці па залежнасці

$$N_{\max} = N_{\max}^{\text{в}} \left[1 + \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0} - 1 \right) \frac{\sigma_{s'0}}{\sigma_{\text{ц}(0,2)}} \right] \times$$

$$\times \left\{ 2 - \left[1 + \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0} - 1 \right) \frac{\sigma_{s'0}}{\sigma_{\text{ц}(0,2)}} \right] \right\} + \varepsilon_i E_s^* A_s', \qquad (4.6)$$

дзе ε_0 — дэфармацыя бетону пры намаганні $N_{\max}^{\text{в}}$, роўная $2N_{\max}^{\text{в}}/A_{\text{в}}E_{\text{в.о}}$; $\sigma_{s'0}$— напружанне ў сціснутай арматуры пры дэфармацыі ε_0; $\sigma_{\text{ц}(0.2)}$ — сапраўдная ці ўмоўная мяжа цякучасці сталі; E_s^* — модуль дэфармацыі сціснутай арматуры, з'яўляецца функцыяй ε_i і здымаецца з дыяграмы σ—ε сталі (з фактычнай дыяграмы пры разліку фактычнай здольнасці супраціўлення ці з тых ці іншых ідэалізаваных, спрошчаных характарыстык сталі, якія ўлічваюць зменлівасць пры праектаванні); ε_i — назначаемая паслядоўна ўзрастаючая дэфармацыя, ступень узрастання якой складае прыкладна $0{,}2\varepsilon_0$ для сталей нізкіх і сярэдніх марак і $0{,}5\varepsilon_0$ для высокатрывалых сталей.

Пры наяўнасці M максімальная нагрузка дакладна можа быць вызначана толькі з дапамогай агульнай формулы сціскувыгіну (3.36). Але такі шлях даволі працаёмкі.

Больш проста разбуральную нагрузку можна вызначыць наступным спосабам. Па (4.5) вылічым $N_{\max}^{\text{в}}$. Плячо для гэтай сілы можна прыняць роўным $2c/3$. Намаганне ў расцягнутай арматуры лёгка знайсці па вядомых гранічных дэфармацыях у бетоне ε_0. Плячо моманту намагання ў гэтай арматуры роўнае h_0—c. Тады агульны момант у бэльцы з аднароднай арматурай, якая працуе пругка:

$$M = N_{\max}^{\text{в}} \frac{2}{3} c + N_s (h_0 - c). \qquad (4.7)$$

У выпадку аднавосевага сціскання гранічныя дэфармацыі ў сціснутай зоне, як было ўказана раней, роўныя $2R_c/E_{\text{в.о}}$. Пры неаднавосевых напружаных станах, што ўзнікаюць, калі Q і T не роўныя нулю, велічыня гранічных разбуральных напружанняў невядома. Яе можна знайсці, рашаючы сумесна ўмовы $\gamma_0 = 2\tau/G_{\text{в.о}}$ і асноўную прынятую намі залежнасць для сувязі напружанне—дэфармацыі:

$$\tau = b\gamma - a\gamma^2. \qquad (4.8)$$

У выніку атрымаем

$$\gamma_0 = \frac{0{,}5G_{в.о}\gamma^2}{G_{в.о}\gamma - \tau}, \tag{4.9}$$

дзе γ і τ — перакосныя дэфармацыя і напружанне ў сціснутай зоне бэлькі пры базавай нагрузцы $N^в$; $G_{в.о} = 0{,}5E_{в.о}$.

Для пераднапружаных канструкцый, што ўспрымаюць Q, мэтазгодна шукаць здольнасць супраціўлення ў функцыі выгінальнага моманту (гэта тлумачыцца тым, што ў пераднапружаных канструкцыях вышыня сціснутай зоны з ростам нагрузкі памяншаецца, а разліковыя залежнасці, якія ўлічваюць гэтую акалічнасць, ужо распрацаваны пры разліку выгінаемых элементаў). Тады гранічная падоўжная дэфармацыя, што адпавядае максімальнаму намаганню, якое ўспрымаецца сціснутай зонай, выразіцца (рыс. 34):

$$\varepsilon_0 = \frac{0{,}5E_{в.о}\varepsilon_x^2 k^2}{E_{в.о}\varepsilon_0 k - \sigma_x}, \tag{4.10}$$

дзе ε_x і σ_x — дэфармацыя і напружанне ў найбольш разбураным поясе (з самым нізкім $E_в$); k — адносіны c (размер сціснутай зоны) да $c - y_i$ (велічыня адлегласці ад нейтральнай восі да цэнтра паласы, дзе разлічаны ε_x і σ_x).

Адлегласць паміж сціснутай арматурай і нейтральнай воссю аказвае вялікі ўплыў на паводзіны і трываласць бетону сціснутай зоны пры дэфармацыях, большых чым ε_0, г. зн. на сыходных участках дыяграм σ—ε. Улічваючы гэта, перапішам частку (4.6) наступным чынам:

$$N_{max} = N^в_{max}\Delta_i = N^в_{max}\left[1 + \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0} - 1\right)\frac{\sigma_{s'0}}{\frac{c-a}{c}\sigma_{ц(0,2)} + \frac{a}{c}\sigma_{s'0}}\right] \times$$

$$\times\left\{2 - \left[1 + \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0} - 1\right)\frac{\sigma_{s'0}}{\frac{c-a}{c}\sigma_{ц(0,2)} + \frac{a}{c}\sigma_{s'0}}\right]\right\}. \tag{4.11}$$

Пры $\sigma_{s'0} = \sigma_{ц(0,2)}$ ці адсутнасці арматуры ў сціснутай зоне (або калі яна ўстанаўліваецца канструктыўна і на яе можна не звяртаць увагі) выраз Δ_i у (4.11) і квадратныя і фігурныя дужкі залежнасці (4.6) пераўтвараюцца ў выраз

$$\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0}\left(2 - \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0}\right), \tag{4.12}$$

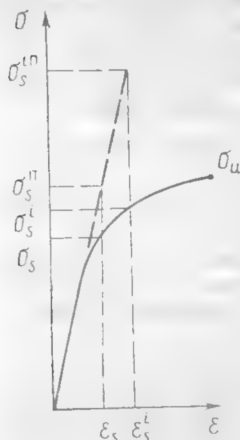
якi апісвае падзенне намагання ў бетоне сціснутай зоны па квадратнай залежнасці, той самай, па якой гэта намаганне расло пры павелічэнні дэфармацыі ад 0 да ε_0.

Дэфармацыя ε_s у расцягнутай (ці менш сціснутай) арматуры пры $\varepsilon=\varepsilon_0$, а таксама пры $\varepsilon=\varepsilon_i$ вызначаецца па залежнасці

$$\varepsilon_s = \frac{c-h_0}{c}\,\varepsilon_{0(i)}. \tag{4.13}$$

Вызначыўшы спачатку ε_s, затым па дыяграме σ—ε сталі A_s знаходзім модуль E_s, які адпавядае ε_s, правяраем, ці адпавядае гэты модуль таму, пры якім быў праведзены базавы разлік, або, больш дакладна кажучы, пругкаму. Калі ён адпавядае пругкаму, то падрэзкі сціснутай зоны да моманту страты здольнасці супраціўлення па бетону не адбылося. Калі ён знізіўся, то падрэзка адбылася і неабходна карэкціраваць велічыню c. Спачатку вызначым па дыяграме напружанне σ_s, адпаведнае ε_s. Значэнне c_0 знойдзем з суадносін (4.14), дзе змест велічынь, што ўваходзяць у іх, зразумелы з рыс. 35:

$$c_0 = \frac{\sigma_s^i + \sigma_s^{\text{п}} - \sigma_s}{\sigma_s^{i\text{п}}}\,c, \tag{4.14}$$



Рыс. 35. Улік пры максімальнай нагрузцы стану расцягнутай арматуры

дзе на рысунку і ў (4.14) ε_s — дэфармацыя ў арматуры згодна з базавым разлікам; σ_s — адпаведнае ёй напружанне; $\sigma_s^{\text{п}}$ — фіктыўнае пругкае напружанне, адпаведнае дэфармацыі ε_s; ε_s^i і σ_s^i — дэфармацыя і напружанне пры $\varepsilon_{0(i)}$; $\sigma_s^{i\text{п}}$ — фіктыўныя пругкія напружанні, адпаведныя ε_s^i.

Пры адсутнасці арматуры ў сціснутай зоне або калі яна пастаўлена канструктыўна і на яе можна не звяртаць увагі, а таксама пры ўмове, што напружанні ў расцягнутай арматуры меншыя, чым σ_u, умова для вызначэння M_{max} запісваецца

$$M_{max} = N_{max}^{\text{в}}\,\frac{2}{3}\,\frac{c_0}{c} + \varepsilon_{s0}E_s^{*}A_s\,(c_0 - h_0), \tag{4.15}$$

дзе c_0 і ε_{s0} — вышыня сціснутай зоны і дэфармацыя ў расцягнутай арматуры, што адпавядаюць дэфармацыі бетону ў крайняй фібры, роўнай ε_0.

Пры наяўнасці сціснутай арматуры і пры ўмове, што напружанні ў расцягнутай арматуры меншыя за σ_u, умова для вызначэння M_{max} запісваецца

$$M_{max} = N^{\text{в}}_{max}\,\frac{2}{3}\,\frac{c_i^2}{c}\,\Delta_i + \varepsilon_i E'_s A'_s\,\frac{(c_i - a)^2}{c_i} + \varepsilon_{si} E_s A_s\,(c_i - h_0), \tag{4.16}$$

дзе ε_i — паслядоўна ўзрастаючая велічыня дэфармацыі ў крайняй фібры бетону ($\varepsilon_i > \varepsilon_0$); c_i і ε_{si} — вышыня сціснутай зоны і дэфармацыя ў расцягнутай арматуры, якая адпавядае дэфармацыі бетону ў крайняй фібры, роўнай ε_i.

Калі пры знаходжанні M_{max} па (4.16) здарыцца так, што $\sigma_{s0} > \sigma_u$, г. зн. напружанні ў расцягнутай высокатрывалай арматуры большыя за часовае супраціўленне разрыву, то трэба правесці разлік у адваротным парадку, а іменна, падставіўшы ε_u замест ε_s, вызначыць па (4.13) новае значэнне ε'_i, затым правесці карэкціроўку намагання ў сціснутай зоне. Гэта намаганне паменшыцца прыкладна прапарцыянальна велічыні $(\varepsilon'_i/\varepsilon_i)^{0,5}$ і тады

$$N^{\text{в}} = N^{\text{в}}_{max}\sqrt{\varepsilon'_i/\varepsilon_i}. \tag{4.17}$$

Рабіць карэкціроўку c няма асаблівай неабходнасці, паколькі c у ходзе нагрузкі ў бэльках з высокатрывалай арматурай мяняецца мала. Канчаткова замест (4.16) тады можна запісаць

$$M_{max} = N^{\text{в}}_{max}\sqrt{\frac{\varepsilon'_i}{\varepsilon_i}}\,\frac{2}{3}\,c + \varepsilon'_s E'_s A'_s\,\frac{(c-a)^2}{c} + \varepsilon_u E_s A_s\,(c - h_0). \tag{4.18}$$

Пры наяўнасці сціснутай арматурай ў выпадку разрыву расцягнутай арматуры і пры дэфармацыях у крайняй фібры большых, чым ε_0, з-за таго што M_{max} вызначаецца пры паслядоўным узрастанні ε_i, момант разрыву і велічыня M_{max} вылічваюцца непасрэдна — як найбліжэйшае да моманту, што адпавядае напружанню σ_u у расцягнутай арматуры.

РАЗДЗЕЛ 5

ПРЫКЛАДЫ РАЗЛІКУ КАНСТРУКЦЫЙ

Я займаўся да гэтай пары рашэннем задач, бо пры вывучэнні навук прыклады больш карысныя, чым правілы.

І. НЬЮТОН

Тэорыі становяцца зразумелымі і «разумнымі» толькі пасля таго, як іх асобныя нязвязныя часткі выкарыстоўваліся працяглы час.

П. ФЕЙЕРАБЭНД

5.1. РАЗЛІК ЦЭНТРАЛЬНА-СЦІСНУТЫХ ЭЛЕМЕНТАЎ

Прыклад 1. Калона сячэннем 30×30 см заарміравана 4∅25А-III (19,63 см^2), прызменная трываласць бетону $R_c=270$ кгс/см^2, $E_{в.о}=3\cdot10^5$ кгс/см^2, $E_s=2\cdot10^6$ кгс/см^2, ёсць дыяграма сталі, $\sigma_ц=4000$ кг/см^2.

Вызначыць напружанні ў бетоне і арматуры пры цэнтральнай сіле 150 тс.

Паколькі напружаны стан калоны ёсць аднавосевы сціск, бетон працуе ў зоне трываласці *б*. У гэтым выпадку з (2.28) вынікае $8R_п=432$ кгс/см^2, $\beta=0{,}4$.

Першае прыбліжэнне. Пругкая работа матэрыялаў

$$\varepsilon=\frac{150000}{900\cdot3\cdot10^5+19{,}63\cdot2\cdot10^6}=4{,}85\cdot10^{-4}.$$

Пры цэнтральным сцісканні $\varepsilon_в=\varepsilon_s=\varepsilon_c$. Па (2.26) вызначаем напружанні ў бетоне пры гэтай дэфармацыі:

$$\sigma_1=\frac{4{,}85\cdot10^{-4}\cdot3\cdot10^5(432-0{,}4\cdot4{,}85\cdot10^{-4}\cdot3\cdot10^5)}{432}=125\ \text{кгс/см}^2.$$

Знаходзім намаганне, папярэдне праверыўшы па дыяграме сталі яе работу:

$$N=900\cdot125+19{,}63\cdot4{,}85\cdot10^{-4}\cdot2\cdot10^{-6}=131541\ \text{кгс}.$$

Па (3.43) вызначаем неабходную папраўку для дэфармацыі:

$$\varepsilon_в'=\varepsilon_в+(150/131{,}5-1)\,\varepsilon_в=5{,}53\cdot10^{-4}.$$

Зноў па (2.26) знаходзім напружанні ў бетоне: $\sigma_1=140{,}5$ кгс/см^2. Сталь пры $\varepsilon_в'=5{,}53\cdot10^{-4}$ працуе пругка. Вылічым намаганне

$$N=900\cdot140{,}5+19{,}63\cdot5{,}53\cdot10^{-4}\cdot2\cdot10^6=148100\ \text{кгс}.$$

Разлік можна спыніць, паколькі адрозненне паміж вызначанай і зададзенай нагрузкамі склала 1%.

Вызначым разбуральную нагрузку для гэтай калоны. Пругкапластычны модуль пры намаганні 148,1 тс

$$E_в = 140{,}5/5{,}53\cdot 10^{-4} = 2{,}54\cdot 10^5 \text{ кг/см}^2.$$

Вызначым па (4.5) максімальнае намаганне па бетону

$$N^в_{max} = \frac{126{,}45}{\frac{4\cdot 2{,}54}{3{,}0}\left(1-\frac{2{,}54}{3{,}0}\right)} = 243{,}5 \text{ тс}.$$

Лінейная дэфармацыя $\varepsilon_0=2\cdot 243500/900\cdot 3\cdot 10^5=1{,}8\cdot 10^{-3}$. Вызначаем $\sigma_{s'o}$:$\sigma_{s'o}=1{,}8\cdot 10^{-3}\cdot 2\cdot 10^6=3607$ кг/см². Арматура працуе пругка. Намаганне пры дэфармацыі $1{,}8\cdot 10^{-3}$ роўнае 243,5+ +3607·19,63=314 тс. Назначаем паслядоўна ўзрастаючыя значэнні дэфармацый і вызначаем намаганні па (4.6):

$$\varepsilon_1 = 2{,}0\cdot 10^{-3},\ N_1 = 243{,}5\,[1+(2{,}0/1{,}8-1)\,0{,}9]\times$$

$$\times\{2-[1+(2{,}0/1{,}8-1)\,0{,}9]\}+2{,}0\cdot 10^{-3}\cdot 2\cdot 10^6\cdot 19{,}63 = 319 \text{ тс};$$

$$\varepsilon_2 = 2{,}2\cdot 10^{-3},\ N_2 = 233000 + 4000\cdot 19{,}63 = 312 \text{ тс}.$$

Арматура пры гэтым працуе ў стане цякучасці. Максімум выяўлены — 319 тс. Ён адпавядае разбуральнай нагрузцы.

Прыклад 2. Калона К-1-2 [11], $A_в=872$ см², $A_s=24{,}48$ см², сталь пры 3240 кгс/см² мае ярка выражаны ўчастак цякучасці. Трываласць $R_c=355$ кгс/см², даныя пра $E_{в.о}$ адсутнічаюць, таму прымем модуль па адной са шматлікіх эмпірычных залежнасцей, напрыклад па формуле Роша, тады $E_{в.о}=4\cdot 10^5$ кгс/см² (гл. дадатак, формулу (д. 4)).

Вызначыць максімальную нагрузку.

Знойдзем дэфармацыю, што адпавядае R_c ($\varepsilon_0=355/0{,}5\cdot 4\times \times 10^5=17{,}7\cdot 10^{-4}$), і дэфармацыю, што адпавядае пачатку цякучасці сталі ($3240/2\cdot 10^6=1{,}62\cdot 10^{-3}$). Паколькі арматура пераходзіць у цякучасць раней, чым бетон дасягае сваёй трываласці (пры гэтым арматура мае выражаны ўчастак цякучасці), максімальная нагрузка адпавядае дэфармацыі $17{,}7\cdot 10^{-4}$. Тады

$$N = 355\cdot 872 + 24{,}48\cdot 3240 = 388800 \text{ кгс}.$$

Эксперыментальнае значэнне максімальнай нагрузкі роўнае 360000 кгс. Адрозненне складае 8%. Ва ўсіх выпадках накшталт разгледжанага, калі арматура мае ярка выражаны ўчастак цякучасці, пры гэтым пачатак яе цякучасці адпавядае дэфармацыі меншай, чым тая, пры якой бетон дасягае трываласці, разлік, які прапануецца, і разлік па пластычнай, традыцыйнай тэорыі жалезабетону даюць аднолькавыя вынікі.

Прыклад 3. Калона [12] Т-3 серыі III зроблена з бетону ку-

бікавай трываласцю 300 кгс/см², $R_c=264$ кгс/см², мае плошчу папярочнага сячэння 630 см², $E_{в.о}$, вызначаны па формуле Роша, роўны $3{,}88\cdot10^5$ кгс/см², заарміравана 4∅22 $А_т$-VII ($A_s=$ $=15{,}2$ см²).

Вызначыць максімальную (разбуральную) нагрузку, напружанні і дэфармацыі бетону і арматуры пры гэтай нагрузцы. Параметры $8R_п=422$ кгс/см², $\beta=0{,}4$.

Паколькі ў задачу не ўваходзіць знаходжанне напружанняў пры пэўнай нагрузцы, вызначым напружана-дэфармаваны стан калоны пры ўмоўнай адвольнай нагрузцы, напрыклад пры 200 тс.

Пры пругкай рабоце матэрыялаў

$$\varepsilon_в=\frac{200000}{630\cdot3{,}38\cdot10^5+15{,}2\cdot19\cdot10^5}=8{,}27\cdot10^{-4}.$$

Па (2.26) вызначым напружанні ў бетоне пры гэтай дэфармацыі:

$$\sigma_1=\frac{279{,}6\,(422-111{,}8)}{422}=205\ \text{кгс/см}^2.$$

Намаганне N у бетоне складзе $630\cdot205=129{,}15$ тс, пры гэтым $E_в=2{,}47\cdot10^5$ кгс/см². Па (4.5) вызначаем

$$N^{в}_{max}=\frac{129{,}15}{\frac{9{,}91}{3{,}38}\left(1-\frac{2{,}47}{3{,}38}\right)}=163{,}6\ \text{тс}.$$

Знаходзім ε_0: $\varepsilon_0=2\cdot163600/630\cdot3{,}38\cdot10^5=1{,}54\cdot10^{-3}$, а таксама $\sigma_{s'0}$: $\sigma_{s'0}=1{,}54\cdot10^{-3}\cdot19\cdot10^5\approx3000$ кгс/см².

Далей, назначаючы паслядоўна ўзрастаючыя значэнні ε, вызначаем па (4.6) намаганні:

$$\varepsilon_1=2{,}5\cdot10^{-3},\ N_1=163600\cdot1{,}139\cdot0{,}86+$$
$$+2{,}5\cdot10^{-3}\cdot19\cdot10^5\cdot15{,}2=232{,}2\ \text{тс};$$
$$\varepsilon_2=3{,}5\cdot10^{-3},\ N_2=250{,}6\ \text{тс};$$
$$\varepsilon_3=4{,}5\cdot10^{-3},\ N_3=261{,}4\ \text{тс};$$
$$\varepsilon_4=5{,}5\cdot10^{-3},\ N_4=264{,}4\ \text{тс};$$
$$\varepsilon_5=6{,}0\cdot10^{-3},\ N_5=263{,}2\ \text{тс}.$$

Максімум намагання выяўлены, ён адпавядае дэфармацыі $5{,}5\cdot10^{-3}$. Пры вызначэнні намаганняў у арматуры трэба па дыяграме $\sigma-\varepsilon$ праверыць, ці не перайшла яна ў пластычную стадыю работы. У дадзеным прыкладзе яе работа была пругкай пры ўсіх дэфармацыях. Эксперыментальная разбуральная нагрузка склала 290 тс. Недаацэнку нагрузкі на 9% можна лічыць здаваль-

няючым пацверджаннем разліку. Напружанні ў арматуры пры дэфармацыі $5{,}5\cdot10^{-3}$ склалі 10450 кг/см². Напружанні ў бетоне $163{,}6\cdot1{,}595\cdot0{,}4=104$ кгс/см². Дэфармацыя $5{,}5\cdot10^{-3}$ вельмі блізкая да эксперыментальнай [12].

Прыклад 4. Калона [12] Г-3 серыі III зроблена з бетону (гл. прыклад 3), мае $A_в=612{,}5$ см², заарміравана 4∅22 А-III (15,2 см²), умоўная мяжа цякучасці роўная 4250 кгс/см².

Вызначыць максімальную нагрузку, а таксама напружанні і дэфармацыі матэрыялаў пры гэтай нагрузцы.

Паколькі ў задачу не ўваходзіць знаходжанне напружанняў пры поўнай нагрузцы, вылічым напружана-дэфармаваны стан пры адвольнай нагрузцы, узяўшы ў якасці першага прыбліжэння нагрузку 200 тс.

Пры пругкай рабоце матэрыялаў

$$\varepsilon_в=\frac{200000}{(612{,}5\cdot3{,}38+15{,}2\cdot20)\cdot10^5}=8{,}42\cdot10^{-4}.$$

Па (2.26) вызначаем напружанні, што адпавядаюць гэтай дэфармацыі:

$$\sigma_1=\frac{284{,}6\,(422-113{,}8)}{422}=207{,}8\ \text{кгс/см}^2.$$

Вылічым $E_в$, што адпавядае гэтым напружанням:

$$E_в=207{,}8/8{,}42\cdot10^{-4}=2{,}46\cdot10^5\ \text{кгс/см}^2.$$

Вызначаем намаганне ў бетоне ($N^в=612{,}5\cdot207{,}8=127277$ кгс) і па (4.5) максімальнае намаганне

$$N^в_{max}=\frac{127{,}3}{\dfrac{9{,}84}{3{,}38}\left(1-\dfrac{2{,}46}{3{,}38}\right)}=160{,}6\ \text{тс}.$$

Дэфармацыя, што адпавядае $N^в_{max}$:

$$\varepsilon_0=2\cdot160600/612{,}5\cdot3{,}38\cdot10^5=1{,}55\cdot10^{-3}.$$

Вызначаем напружанні ў арматуры, што адпавядаюць гэтай дэфармацыі:

$$\sigma_{s'0}=1{,}55\cdot10^{-3}\cdot2\cdot10^6=3103\ \text{кгс/см}^2.$$

Вылічаем намаганне ў калоне пры $\varepsilon_0=1{,}55\cdot10^{-3}$:

$$N=160600+3103\cdot15{,}2=207{,}7\ \text{тс}.$$

Вызначаем намаганні пры ўзрастаючай дэфармацыі:

$$\varepsilon_1=1{,}8\cdot10^{-3},\ N_1=160600\cdot1{,}11\cdot0{,}882+$$
$$+1{,}8\cdot10^{-3}\cdot2\cdot10^6\cdot15{,}2=212{,}0\ \text{тс};$$

$$\varepsilon_2 = 2{,}0 \cdot 10^{-3},\ N_2 = 160600 \cdot 1{,}21 \cdot 0{,}788 + 60{,}8 = 213{,}9 \text{ тс};$$

$$\varepsilon_3 = 2{,}3 \cdot 10^{-3},\ N_3 = 160600 \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}646 + 69{,}92 = 209{,}0 \text{ тс}.$$

Максімум выяўлены пры $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-3}$. Арматура пры гэтых дэфармацыях працавала яшчэ пругка. Напружанні ў арматуры пры ε_2 былі роўныя 4000 кгс/см², напружанні ў бетоне — 250 кгс/см². Эксперыментальная разбуральная нагрузка склала 230 тс, а адрозненне паміж эксперыментальнай і разліковай нагрузкамі — 7%. Дэфармацыі пры разбурэнні ў эксперыментах вельмі блізкія да разліковых.

Прыклад 5. Калона К-1-1 [11] зроблена з цяжкага бетону з $R_{пр} = R_c = 350$ кгс/см², мае сячэнне 874 см², заарміравана 4∅28 А-II ($A_s = 24{,}8$ см²), $\sigma_ц = 3260$ кг/см².

Вызначыць напружанні ў бетоне і арматуры пры нагрузцы 220 тс і максімальную, разбуральную нагрузку.

Паколькі канструкцыя працуе пры аднавосевым сцісканні, бетон працуе ў зоне трываласці *б*, для якой $8R_п = 560$ кгс/см², $\beta = 0{,}4$. Знайшоўшы кубікавую трываласць, вызначым па формуле, напрыклад, Роша модуль пругкасці бетону: $E_{в.о} = 3{,}92 \times \times 10^5$ кгс/см².

Знаходзім у першым прыбліжэнні дэфармацыі пры нагрузцы 220 тс:

$$\varepsilon_в = \frac{220000\,(10^{-5})}{874 \cdot 3{,}92 + 24{,}8 \cdot 21} = 5{,}6 \cdot 10^{-4},$$

а па (2.26) — напружанні ў бетоне:

$$\sigma_1 = \frac{5{,}6 \cdot 10^{-4} \cdot 3{,}92 \cdot 10^5\,(560 - 5{,}6 \cdot 10^{-4} \cdot 3{,}92 \cdot 10^5 \cdot 0{,}4)}{560} =$$

$$= 184{,}6 \text{ кгс/см}^2.$$

Вызначаем намаганне ў калоне:

$$N = 184 \cdot 874 + 5{,}6 \cdot 10^{-4} \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 24{,}8 =$$

$$= 161393 + 29165 = 190558 \text{ кгс}.$$

Па (3.43) карэкціруем дэфармацыі, інакш знаходзім дэфармацыі для другога прыбліжэння:

$$\varepsilon_1 = 5{,}6 \cdot 10^{-4} + (220/190{,}5 - 1) \cdot 5{,}6 \cdot 10^{-4} = 6{,}46 \cdot 10^{-4}.$$

Зноў па (2.26) вызначаем напружанні ў бетоне:

$$\sigma_1 = \frac{253\,(560 - 101)}{560} = 207{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Правяраем работу арматуры. Паколькі $21 \cdot 10^5 \cdot 6{,}46 \cdot 10^{-4} = 1356 < < 3260$ кгс/см², арматура працуе пругка.

Знаходзім намаганне ў калоне:

$$N = 207{,}2 \cdot 874 + 1356 \cdot 24{,}8 = 181{,}1 + 33{,}63 = 214{,}7 \text{ тс.}$$

Паколькі розніца паміж 220 і 214,7 складае менш чым 5%, вызначэнне напружанняў у калоне можна спыніць.

Знаходзім $E_в$, што адпавядае напружанням 207,2 кгс/см²:

$$E_в = 207{,}2/6{,}46 \cdot 10^{-4} = 3{,}2 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2.$$

Па (4.5)

$$N^{в}_{max} = \frac{181{,}1}{\frac{12{,}8}{3{,}92}\left(1 - \frac{3{,}2}{3{,}92}\right)} = 301 \text{ тс.}$$

Дэфармацыя, што адпавядае $N^{в}_{max}$:

$$\varepsilon_0 = 2 \cdot 301000/874 \cdot 3{,}29 \cdot 10^5 = 1{,}76 \cdot 10^{-3}.$$

Вызначаем $\sigma_{s'o}$ і правяраем работу арматуры. Паколькі $1{,}76 \times 10^{-3} \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 = 3701 > 3260$, арматура перайшла ў цякучасць. Неабходна знайсці сапраўднае напружанне ў арматуры. Калі б арматура не мела ўчастка цякучасці, то сапраўдныя напружанні можна было б знайсці толькі па дыяграме $\sigma—\varepsilon$ сталі. Але паколькі сталь А-II мае на дыяграме ярка выражаную цякучасць, то напружанні $\sigma_{s'o}$ пры гэтай дэфармацыі роўныя 3260 кгс/см². Агульнае максімальнае намаганне ў калоне тады складзе

$$N_{max} = 301000 + 3260 \cdot 24{,}8 = 381 \text{ тс}, \quad N_{экс} = 350 \text{ тс.}$$

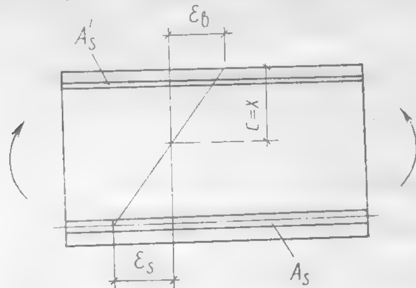
Розніца паміж разлічаным і эксперыментальным намаганнем складае 9%.

5.2. РАЗЛІК ВЫГІНАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТАЎ

Пераважная колькасць жалезабетонных канструкцый працуе на выгін. Падобна да таго як у канструкцыях, што працуюць на ўспрыманне намаганняў сціскання, надзвычай рэдка рэалізуецца цэнтральнае сцісканне (паколькі заўсёды прысутнічае фізічны ці геаметрычны выпадковы эксцэнтрысітэт), так і ў выгінальных канструкцыях, як правіла, маюць месца пракосныя намаганні. Аднак у пераважнай большасці канструкцый і амаль ва ўсіх іх частках, за выключэннем прыапорных зон, перакосныя намаганні можна не браць пад увагу, паколькі яны нязначныя. Акрамя таго, падобна да цэнтральнага сціскання, чысты выгін уяўляе сабой найпрасцейшы выпадак загружэння; пераважная колькасць эксперыментаў праводзіцца на бэльках у зонах іх чыстага выгіну. Без перабольшання можна сказаць, што ўся тэорыя сучаснага жалезабетону ўзнікла як тэорыя выгіну жалезабетону, а ўсе асноўныя паняцці пластычнага падыходу — са

з'яў пераразмеркавання намаганняў у жалезабетонных бэльках, якія ўспрымаюць чысты выгін.

Выгінаемыя канструкцыі разлічваюцца па агульнай раней выкладзенай методыцы (рыс. 36). Прыводзяцца прыклады разліку бэлек з бетону і арматуры рознай трываласці, у тым ліку з лёгкага бетону, шклапластыкавай і пасмавай арматуры. Даецца прыклад разліку бэлькі складанага сячэння, г. зн. фактычна разліку бэлек пры косым выгіне.



Рыс. 36. Да разліку выгінальных элементаў

Прыклад 6. Бэлька 01 [8] мае вышыню 30 см, $h_0=28$ см, $b=15{,}3$ см, плошча сячэння арматуры сталі А-II 4,02 см², $\sigma_ц=3590$ кгс/см², $E_s=21\cdot10^5$ кгс/см², цяжкі бетон трываласцю 295 кгс/см², кубікавая трываласць бетону 367 кгс/см².

Вызначыць напружанні ў бэльцы пры выгінальным моманце 200000 кгс·см, а таксама максімальны разбуральны момант.

Выявім модуль пругкасці бетону. Па формуле Роша ён роўны $3{,}64\cdot10^5$ кгс/см². Для дадзенага бетону $R_п=0{,}2\cdot295=59$ кгс//см², $8R_п=472$ кгс/см², $\beta=0{,}4$. Прыняўшы вышыню сціснутай зоны роўнай трэці h_0, знойдзем момант інерцыі сячэння:

$$I=15{,}3\,\frac{28}{3}\left(\frac{28}{6}\right)^2+\frac{21}{3{,}64}\cdot4{,}02\,(18{,}7)^2=11200\ \text{см}^4.$$

Вызначаем дэфармацыю ў крайняй фібры бетону:

$$\varepsilon_в=\frac{200000\cdot9{,}3}{3{,}64\cdot10^5\cdot11200}=4{,}5\cdot10^{-4}.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы і, выявіўшы адлегласць да цэнтра кожнай паласы, знойдзем дэфармацыю ў гэтых цэнтрах па залежнасці

$$\varepsilon_{вi}=\frac{c-y_i}{c}\,\varepsilon_в.$$

Уносім гэтыя даныя ў табл. 5.1. Па (2.26) вызначаем напружанні, што адпавядаюць гэтым дэфармацыям. Вылічаем модуль дэфармацыі бетону, а таксама плошчу адной паласы (45,9 см²).

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	1,5	3,8	122	3,2
2	4,5	2,3	77	3,37
3	7,5	0,76	27	3,55
A_s	28	—9,6	—2021	21,0

Вызначаем цэнтр супраціўлення бэлькі. Пры $N=0$ ён павінен супадаць з вышынёй сціснутай зоны, г. зн. $c=x$:

$$x = \frac{45{,}9\,(3{,}2\cdot 1{,}5 + 3{,}37\cdot 4{,}5 + 3{,}55\cdot 7{,}5) + 4{,}02\cdot 21\cdot 28}{45{,}9\,(3{,}2 + 3{,}37 + 3{,}55) + 4{,}02\cdot 21} = 8{,}2 \text{ см.}$$

Па (3.36) вызначаем M:

$$M = 45{,}9\,(122\cdot 7{,}5 + 77\cdot 4{,}5 + 27\cdot 1{,}5) + 2021\cdot 4{,}02\cdot 19 -$$

$$-(9{,}3 - 8{,}2)(5599 + 3534 + 1240 - 8124) = 211650 \text{ кгс}\cdot\text{см.}$$

Паколькі атрыманы момант блізкі да зададзенага, рабіць другое прыбліжэнне неабавязкова. Гэта адбылося дзякуючы ўдала выбранаму $c=9{,}3$ см. Намаганне ў сціснутай зоне роўнае $5599+3534+1240=10373$ кгс.

Па (4.5) вызначаем максімальнае намаганне ў сціснутай зоне:

$$N^{\text{в}}_{\max} = \frac{10373}{\dfrac{4\cdot 3{,}2}{3{,}64}\left(1 - \dfrac{3{,}2}{3{,}64}\right)} = 24403 \text{ кгс.}$$

Знойдзем дэфармацыю ε_0, якая адпавядае гэтаму намаганню: $\varepsilon_0 = 2\cdot 295/3{,}64\cdot 10^5 = 16\cdot 10^{-4}$. Дэфармацыя ў расцягнутай арматуры $\varepsilon_s = (8{,}2-28)\cdot 16\cdot 10^{-4}/8{,}2 = -38{,}6\cdot 10^{-4}$. Вызначаем, якім напружанням магла б адпавядаць гэта дэфармацыя пры пругкай рабоце арматуры: $-38{,}6\cdot 10^{-4}\cdot 21\cdot 10^5 = -8113$ кгс/см². Паколькі $8113 > 3590$, арматура працуе ў пластычнай стадыі і адбылася падрэзка сціснутай зоны. Новую велічыню сціснутай зоны вызначым па (4.14):

$$c = \frac{3590 + 2021 - 2021}{8113}\,8{,}2 = 3{,}6 \text{ см.}$$

Плячо для расцягнутай арматуры зараз роўнае $28-3{,}6=24{,}4$ см; $M_{\max} = 24403\cdot 0{,}66\cdot 3{,}6\,\dfrac{3{,}6}{8{,}2} + 3590\cdot 4{,}02\cdot 24{,}4 = 377822$ кгс·см. Паколькі ў сціснутай зоне арматуры няма (ці, дакладней, мы не звяртаем на яе ўвагі), а расцягнутая арматура цячэ, $M_{\max}$ ёсць

сапраўдны разбуральны момант для дадзенай бэлькі. Эксперыментальны разбуральны момант роўны 418000 кгс·см. Розніца складае 9%. Вышыня сціснутай зоны пры разбурэнні па эксперыментальных даных склала 3,65 см.

Прыклад 7. Бэлька 03 [8] заарміравана сталлю А-II, $\sigma_ц = 3320$ кгс/см², $A_s = 17{,}9$ см². Шырыня бэлькі 15 см, $h_0 = 25{,}4$ см; бетон цяжкі трываласцю 302 кгс/см² ($8R_п = 488$ кгс/см²).

Вызначыць напружанні ў бетоне і арматуры пры $M = 500\,000$ кгс·см, а таксама здольнасць супраціўлення бэлькі.

У якасці першага прыбліжэння назначаем вышыню сціснутай зоны роўнай $h_0/3$ і вылічваем момант энерцыі бэлькі:

$$I = 15\,\frac{25{,}4}{3}\left(\frac{25{,}4}{6}\right)^2 + \frac{21}{3{,}6}\cdot 17{,}9\cdot 16{,}1^2 = 29342\ \text{см}^4,$$

дзе 21/3,6 — адносіны модуляў пругкасці сталі і бетону.

Вызначаем дэфармацыю крайняй, найбольш напружанай фібры бетону:

$$\varepsilon_в = \frac{500000\cdot 8{,}6}{3{,}6\cdot 10^5\cdot 29342} = 4\cdot 10^{-4},$$

дзе 8,6 см ёсць вышыня сціснутай зоны.

Разбіваем сціснутую зоны на тры роўныя па вышыні паласы, вызначаем адлегласць да цэнтра палос, па (3.42) — дэфармацыю ў гэтых цэнтрах, па (2.26) — напружанні ў бетоне, а таксама напружанні ў арматуры, прыняўшы яе работу пругкай ці пластычнай у залежнасці ад велічыні дэфармацыі ў ёй, вызначаем модулі дэфармацыі бетону ў кожнай паласе. Уносім атрыманыя даныя ў табл. 5.2.

Знаходзім цэнтр супраціўлення бэлькі:

$$x = \frac{42{,}7\,(3{,}23\cdot 1{,}42 + 3{,}35\cdot 4{,}27 + 3{,}45\cdot 7{,}12) + 17{,}9\cdot 21\cdot 25{,}4}{42{,}7\,(3{,}23 + 3{,}35 + 3{,}45) + 17{,}9\cdot 21} = 14{,}17\ \text{см}.$$

Па агульнай формуле (3.36) вызначаем размеркаванне намаганняў у бэльцы:

Табліца 5.2

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot 10^4$	σ_i, кгс/см²	$E\cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	1,42	3,34	108	3,23
2	4,27	2,0	67	3,35
3	1,72	0,69	24	3,47
A_s	25,4	—7,8	—1640	21,0

Табліца 5.3

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^{-4}$	σ_{1i}, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	2,36	6,4	187	2,92
2	7,08	3,84	122	3,17
3	11,80	1,28	44	3,46
A_s	25,4	−6,2	−1302	21,0

$$M = 42{,}7\,(108\cdot7{,}12 + 67\cdot4{,}27 + 24\cdot1{,}42) + 1640\cdot17{,}9\cdot16{,}8 -$$

$$-(8{,}6 - 14{,}17)(4611 + 2861 + 1024 - 29356) = 423456 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Паколькі паміж c і x назіраецца вялікая розніца, сума намаганняў (апошнія дужкі) не роўная нулю, а выгінальны момант меншы, чым зададзены, патрабуецца карэкціроўка дэфармацый, г. зн. другое прыбліжэнне.

Вызначаем дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c = \frac{c - x}{c}\,4\cdot10^{-4} = -2{,}5\cdot10^{-4}.$$

Па залежнасцях (3.43) і (3.44) удакладняем дэфармацыі:

$$\varepsilon_{\text{в}} = 4\cdot10^{-4} + 2{,}5\cdot10^{-4} + \left(\frac{500000}{423465} - 1\right)6{,}5\cdot10^{-4} = 7{,}68\cdot10^{-4};$$

$$\varepsilon_s = -7{,}8\cdot10^{-4} + 2{,}5\cdot10^{-4} + \frac{14{,}17 - 25{,}4}{14{,}17}\left(\frac{500}{423} - 1\right)6{,}5\cdot10^{-4} =$$

$$= -6{,}23\cdot10^{-4}.$$

Па (3.39) вызначаем новае c. Яно роўнае $7{,}68\cdot25{,}4/(7{,}68+6{,}23) = 14{,}1$ см. Таксама, як і ў папярэднім выпадку, разбіваем сціснутую зону на тры паласы, вызначаем цэнтры гэтых палос, знаходзім дэфармацыі, напружанні і модулі дэфармацый (табл. 5.3).

Вызначаем новы цэнтр супраціўлення $x = 12{,}9$ см. Намаганні ў сячэнні бэлькі $M = 70{,}8(187\cdot11{,}8+122\cdot7{,}08+44\cdot2{,}36) + 1302\times\times17{,}9\cdot11{,}23-1{,}2(24991-23305) = 484289$ кгс·см. Выгінальны момант вельмі блізкі да зададзенага, сума падоўжных намаганняў (другія дужкі) блізкая да нуля, розніца паміж c і x таксама малая. Такім чынам, размеркаванне напружанняў у сячэнні ўстаноўлена.

Вызначаем па (4.5) максімальнае намаганне ў сціснутай зоне бетону:

$$N^{\text{в}}_{\max} = \frac{24991}{\dfrac{4\cdot2{,}92}{3{,}6}\left(1 - \dfrac{2{,}92}{3{,}6}\right)} = 40780 \text{ кгс}.$$

Знаходзім дэфармацыю, што адпавядае гэтаму намаганню: $\varepsilon_0 = 2 \cdot 302/3{,}6 \cdot 10^5 = 16{,}7 \cdot 10^{-4}$. Вызначаем дэфармацыю ў арматуры A_s: $\varepsilon_{s0} = (12{,}9 - 25{,}4)\,16{,}7 \cdot 10^{-4}/12{,}94 = -16 \cdot 10^{-4}$. Гэтай дэфармацыі адпавядаюць напружанні —3360 кгс/см², што блізка да $\sigma_ц = -3320$ кгс/см². Такім чынам, удакладняць вышыню сціснутай зоны і плячо для арматуры неабавязкова.

Вызначаем разбуральны момант: $M_{max} = 40780 \cdot 0{,}66 \cdot 12{,}9 + 3320 \cdot 17{,}9 \cdot 12{,}5 = 1094000$ кгс·см. Розніца ў параўнанні з эксперыментальным разбуральным момантам складае 4%. Вышыня сціснутай зоны пры разбурэнні была 12 см, што таксама вельмі блізка да разлічанай.

Прыклад 8. Бэлька 1Б [8] заарміравана сталлю А-II, $\sigma_ц = 3550$ кгс/см², $A_s = 2{,}1$ см², выкарыстаны цяжкі бетон трываласцю 480 кгс/см² (кубікавая трываласць 602 кгс/см²), сячэнне бэлькі $b = 14$ см, $h_0 = 28$ см.

Вызначыць напружанні ў бэльцы пры $M = 150000$ кгс·см, а таксама яе здольнасць супраціўлення.

Модуль пругкасці бетону дадзенай трываласці, знойдзены па формуле Роша, роўны $4{,}2 \cdot 10^5$ кгс/см², $R_п = 0{,}2 \cdot 480 = 96$ кгс/см², $8R_п = 768$ кгс/см². Прымем у першым прыбліжэнні вышыню сціснутай зоны роўнай $h_0/3 = 9{,}3$ см. Момант інерцыі ў гэтым выпадку

$$I = 14 \cdot \frac{28}{3} \cdot \frac{28^2}{6^2} + \frac{21}{4{,}2} \cdot 2{,}1 \cdot 18{,}7^2 \approx 6342 \text{ см}^4.$$

Вызначаем дэфармацыю ў крайняй фібры:

$$\varepsilon_в = \frac{150000 \cdot 9{,}3}{4{,}2 \cdot 10^5 \cdot 6342} = 5{,}23 \cdot 10^{-4}.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы і знаходзім дэфармацыі, напружанні і модулі дэфармацый (табл. 5.4).

Вызначаем цэнтр супраціўлення:

$$x = \frac{42\,(3{,}8 \cdot 1{,}5 + 3{,}9 \cdot 4{,}51 + 4{,}1 \cdot 7{,}51) + 2 \cdot 21 \cdot 28}{42\,(3{,}8 + 3{,}9 + 4{,}1) + 42} = 6{,}4 \text{ см}.$$

Вызначаем намаганні ў сячэнні: $M = 42\,(165 \cdot 7{,}51 + 103 \cdot 4{,}51 + 36 \cdot 1{,}5) + 2310 \cdot 2 \cdot 19 - (9{,}3 - 6{,}4)\,(6930 + 4326 + 1512 - 4620) =$

Табліца 5.4

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_i, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	1,5	4,35	165	3,79
2	4,51	2,61	103	3,94
3	7,51	0,87	36	4,1
A_s	28,0	—11,0	—2310	21,0

Табліца 5.5

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_1, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	1,04	3,17	126	3,97
2	3,1	1,92	77	4,0
3	5,2	0,63	26	4,16
A_s	28,0	—13,5	—2835	21,0

=140263 кгс·см. Нягледзячы на тое што атрыманы момант блізкі да зададзенага, падоўжныя намаганні ў бетоне і арматуры не ўраўнаважаны, паколькі намаганне сціскання роўнае 12768 кгс, а намаганне ў арматуры — толькі 4620. Неабходна карэкціроўка дэфармацый. Вызначаем нанава дэфармацыі ў сячэнні. Дэфармацыя на ўзроўні цэнтра супраціўлення (9,6—6,4)$5{,}23\cdot10^{-4}/9{,}3=1{,}63\cdot10^{-4}$. Новыя дэфармацыі ў крайняй фібры і арматуры знойдзем па (3.43) і (3.44):

$$\varepsilon_в = 5{,}23\cdot10^{-4} - 1{,}63\cdot10^{-4} + \left(\frac{150000}{140263} - 1\right)3{,}6\cdot10^{-4} = 3{,}85\cdot10^{-4};$$

$$\varepsilon_s = -11\cdot10^{-4} - 1{,}63\cdot10^{-4} + (-3{,}37)(0{,}07)\,3{,}6\cdot10^{-4} = = -13{,}48\cdot10^{-4}.$$

Пры гэтых дэфармацыях вышыня сціснутай зоны будзе 6,22 см. Падлічваем дэфармацыі ў цэнтрах палос, напружанні і модулі (табл. 5.5). Новы цэнтр супраціўлення роўны 5,8 см; $M=29(126\cdot5{,}2+77\cdot3{,}1+26\cdot1{,}04)+2{,}1\cdot2835\cdot21{,}8-(6{,}22-5{,}8)\times(6612-5953)=156072$ кгс·см. Паколькі атрыманы момант прыкладна роўны зададзенаму, а намаганні ў сціснутай зоне прыблізна кампенсуюцца намаганнем у арматуры, дэфармацыі і напружанні ўстаноўлены дастаткова дакладна.

Вызначаем максімальнае намаганне ў сціснутай зоне:

$$N^в_{max} = \frac{6612}{\dfrac{4\cdot3{,}97}{4{,}2}\left(1-\dfrac{3{,}97}{4{,}2}\right)} = 31938 \text{ кгс}.$$

Дэфармацыя, што адпавядае гэтаму намаганню: $2\cdot480/4{,}2\times10^5=22{,}8\cdot10^{-4}$. Гэта адпавядае дэфармацыі ў арматуры: $(6{,}22-28)\cdot22{,}8\cdot10^{-4}/6{,}22=-79{,}8\cdot10^{-4}$. Фіктыўныя напружанні для гэтай дэфармацыі складаюць —16765 кгс/см². Вызначаем па (4.14) новую велічыню сціснутай зоны. Яна роўная 1 см. Плячо для арматуры адпаведна складае 27 см; $M_{max}=31938\times0{,}666\cdot1{,}0\cdot\dfrac{1}{6{,}22}+3550\cdot2{,}1\cdot27=204708$ кгс·см. Розніца ў параўнанні з эксперыментальным разбуральным момантам, роў-

ным 253000 кгс·см, складае 19%. Велічыня эксперыментальнай вышыні сціснутай зоны роўная 1,4 см.

Прыклад 9. Для бэлькі 0-2 [8] выкарыстаны бетон трываласцю 350 кгс/см². Шырыня сячэння 15 см, $h_0=27{,}2$ см. Бэлька заарміравана сталлю $A_т$-VI з характарыстыкамі $\sigma_{0,2}=10430$ кгс/ /см², $\sigma_u=14230$ кгс/см². Сячэнне арматуры 2,35 см².

Вызначыць напружанні і дэфармацыі ў бетоне і арматуры пры $M=350000$ кгс·см, а таксама здольнасць супраціўлення бэлькі.

Знаходзім модуль пругкасці выкарыстанага бетону. Ён роўны $3{,}6\cdot10^5$ кгс/см². Разліковая характарыстыка бетону $8R_п=$ $=560$ кгс/см².

Назначаем вышыню сціснутай зоны для першага прыбліжэння роўнай 6 см. Момант інерцыі сячэння ў гэтым выпадку

$$I=15\cdot6\cdot9+2{,}35\cdot\frac{19}{3{,}6}\cdot21{,}2^2=6384\ \text{см}^4,$$

дзе 19/3,6 — адносіны модуляў пругкасці сталі і бетону.

Вызначаем дэфармацыю ў крайнім валакне бетону сціснутай зоны:

$$\varepsilon_в=\frac{350000\cdot6}{3{,}6\cdot10^5\cdot6384}=9{,}1\cdot10^{-4}.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы, знаходзім дэфармацыі ў цэнтрах палос і ў арматуры, вызначаем па (2.26) напружанні ў бетоне, а таксама модулі дэфармацыі бетону і сталі (табл. 5.6). Нагадаем, што дэфармацыі ў любым узроўні сячэння звязаны з вышынёй сціснутай зоны і дэфармацыяй крайняга валакна элементарнай залежнасцю (3.42).

Знаходзім цэнтр супраціўлення бэлькі:

$$x=\frac{30\,(2{,}89\cdot1+3{,}26\cdot3+3{,}46\cdot5)+2{,}35\cdot19\cdot27{,}2}{30\,(2{,}89+3{,}16+3{,}46)+2{,}35\cdot19}=6{,}38\ \text{см}$$

і размеркаванне намаганняў па (3.36):

$$M=30\,(220\cdot5+144\cdot3+52\cdot1)+2{,}35\cdot6109\cdot21{,}2-$$
$$-(6-6{,}38)\,(12480-14356)=351158\ \text{кгс}\cdot\text{см}.$$

Табліца 5.6

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_1, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	1,0	7,6	220	2,89
2	3,0	4,55	144	3,16
3	5,0	1,5	52	3,46
A_s	27,2	—32,1	—6109	19,0

Паколькі атрыманы момант супаў з зададзеным, а неўраўнаважанасць сіл у сціснутай зоне і арматуры складае каля 13% (рознасць лікаў у апошніх дужках), другое прыбліжэнне рабіць неабавязкова. Па (4.5)

$$N_{max}^{в} = \frac{12480}{\frac{4 \cdot 2,89}{3,6}\left(1 - \frac{2,89}{3,6}\right)} = 19706 \text{ кгс}.$$

Вызначаем дэфармацыю, якая адпавядае гэтаму намаганню: $\varepsilon_0 = 2 \cdot 350/3,6 \cdot 10^5 = 1,94 \cdot 10^{-3}$. Вызначаем дэфармацыю ў арматуры A_s : $\varepsilon_s = (6—27,2)\,1,94 \cdot 10^{-3}/6 \approx -7 \cdot 10^{-3}$. Знаходзім фіктыўныя напружанні σ_s, якія адпавядаюць гэтай дэфармацыі: $-7 \cdot 10^{-3} \times \times 19 \cdot 10^5 = -13331$ кгс/см². З дапамогай (4.14) вызначаем велічыню падрэзкі сціснутай зоны 10430/13331 = 0,78. Разбуральны момант $M = 19706 \cdot 0,666 \cdot 4,7 \cdot 0,78 + 10430 \cdot 2,35(27,2—6 \cdot 0,78) = = 599600$ кгс·см; эксперыментальны разбуральны момант 628000 кгс·см (розніца складае 5%). Вышыня сціснутай зоны ў доследах была роўная 4,1 см.

Прыклад 10. Бэлькі-блізняты Б1-1, Б1-2 [13] заарміраваны двума сямідротавымі канатамі К-7 дыяметрам 4,5 см, плошчай сячэння 0,254 см², $E_s = 18 \cdot 10^5$ кгс/см², $\sigma_{0,2} = 17100$ кгс/см², $\sigma_u = = 19100$ кгс/см²; сціснутая зона заарміравана 1∅6 А-III, аднак, паколькі стрыжань трапляе на нейтральную вось, у разліку ён не ўлічваецца (згодна з традыцыйным пластычным разлікам, стрыжні, якія знаходзяцца на нейтральнай восі, між тым працуюць, што з'яўляецца абсурдам); шырыня бэлек 9,9 см, $h_0 = = 16,7$ см; выкарыстаны лёгкі літоіднапемзабетон трываласцю 380 кгс/см² з модулем пругкасці $2,35 \cdot 10^5$ кгс/см².

Вызначыць размеркаванне напружанняў у бэльцы пры моманце 50000 кгс·см, а таксама здольнасць супраціўлення.

Прымем вышыню сціснутай зоны роўнай 3 см, момант інерцыі бэлькі пры гэтым

$$I = 9,9 \cdot 3 \cdot 1,5^2 + \frac{18}{2,35} \cdot 0,254\,(16,7 - 3)^2 = 432 \text{ см}^4.$$

Дэфармацыі ў крайнім валакне

$$\varepsilon_в = \frac{50000 \cdot 3}{2,35 \cdot 10^5 \cdot 432} = 1,47 \cdot 10^{-3}.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы, вызначаем дэфармацыі ў цэнтрах палос, знаходзім па (2.26) напружанні і модулі дэфармацый (табл. 5.7).

Па (3.38) знаходзім цэнтр супраціўлення:

$$x = \frac{9,9\,(1,9 \cdot 0,5 + 2,08 \cdot 1,5 + 2,25 \cdot 2,5) + 0,254 \cdot 18 \cdot 16,7}{9,9\,(1,9 + 2,08 + 2,25) + 0,254 \cdot 18} \approx 2,6 \text{ см}.$$

Табліца 5.7

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_1, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	0,5	12,2	232	1,9
2	1,5	0,74	154	2,08
3	2,5	0,24	54	2,25
A_s	16,7	—76,4	—12140	18,0

Табліца 5.8

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_1, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	0,44	10,7	210	1,96
2	1,31	6,47	137	2,11
3	2,2	2,1	47	2,27
A_s	16,7	—68,8	—12384	18,0

Вызначаем намаганні, што адпавядаюць дадзеным дэфармацыям: $M=9{,}9(232\cdot2{,}5+154\cdot1{,}5+54\cdot0{,}5)+12140\cdot0{,}254\cdot13{,}7-(3-2{,}6)=(5346-3083)=49635$ кгс·см. Нягледзячы на тое што атрыманы момант адпавядае зададзенаму, устаноўлены напружаны стан нельга лічыць сапраўдным, паколькі намаганні ў сціснутай зоне не кампенсуюцца намаганнем у арматуры. Неабходна другое прыбліжэнне.

Знаходзім дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c=\frac{3-2{,}6}{3}\cdot14{,}7\cdot10^{-4}\approx1{,}93\cdot10^{-3};$$

$$\varepsilon_в=14{,}77\cdot10^{-4}-1{,}93\cdot10^{-4}+\left(\frac{50{,}0}{49{,}63}-1\right)12{,}8\cdot10^{-4}=12{,}9\cdot10^{-4};$$

$$\varepsilon_s=-76{,}4\cdot10^{-4}-1{,}93\cdot10^{-4}+\frac{3-16{,}7}{3}\left(\frac{50{,}0}{49{,}63}-1\right)\times$$

$$\times\,12{,}8\cdot10^{-4}=-68{,}8\cdot10^{-4}.$$

Знаходзім новую вышыню сціснутай зоны

$$c=12{,}9\cdot16{,}7/(12{,}9+68{,}8)=2{,}63\text{ см}.$$

Прыводзім даныя у табл. 5.8.

Паколькі розніца паміж c і x невялікая, новы цэнтр супраціўлення будзе блізкі да вызначанага раней і, такім чынам, знаходзіць яго няма неабходнасці: $M=9{,}9(210\cdot2{,}2+137\cdot1{,}31+47\times0{,}44)\cdot12384\cdot0{,}254\cdot14{,}07=50800$ кгс·см.

Пераходзім да вызначэння здольнасці супраціўлення:

$$N_{max}^{в} = \frac{6550}{\frac{4\cdot 1,96}{2,35}\left(1 - \frac{1,96}{2,35}\right)} = 11830 \text{ кгс.}$$

Знаходзім дэфармацыю ε_0, якая адпавядае гэтаму намаганню: $2\cdot 380/2,35\cdot 10^5 = 3,23\cdot 10^{-3}$, і дэфармацыю ў арматуры, якая адпавядае атрыманым ε_0 і c: $(2,63 - 16,7)\cdot 3,23\cdot 10^{-3}/2,63 = -17,3\times \times 10^{-3}$. Фіктыўнае напружанне пры гэтым складае 31200 кгс/см². Паколькі арматура не валодае вялікай пластычнасцю перад разбурэннем, страта здольнасці супраціўлення адбываецца ад разрыву канатаў. На дыяграме $\sigma - \varepsilon$ вызначаем, што разрыву канатаў адпавядае дэфармацыя, роўная прыкладна $20\cdot 10^{-3}$. Знойдзем, якія дэфармацыі будуць у крайняй фібры бетону ў момант разрыву канатаў:

$$\varepsilon_в = \frac{2,63}{16,7 - 2,63}\cdot 20\cdot 10^{-3} = 3,7\cdot 10^{-3}.$$

Паколькі атрыманая велічыня істотна не адрозніваецца ад дэфармацыі, што адпавядае максімальнаму намаганню, карэкціраваць намаганне ў сціснутай зоне неабавязкова. Фіктыўныя напружанні, што адпавядаюць дэфармацыі $20\cdot 10^{-3}$, роўныя 36000 кгс/см². З дапамогай (4.14) вызначаем велічыню падрэзкі сціснутай зоны: $19100/36000 = 0,53$; $M_{max} = 11830\cdot 0,66\cdot 2,63\cdot 0,53 + + 19100\cdot 0,254\cdot (16,7 - 2,63\cdot 0,53) = 85130$ кгс·см. У эксперыментах бэлькі страцілі здольнасць супраціўлення ад разрыву канатаў пры $M = 76000$ кгс·см. Такім чынам, несупадзенне складае 12% і можа быць вытлумачана зрухам канатаў у бетоне перад разбурэннем.

Прыклад 11. Бэлькі-блізняты Б2-1, Б2-2 [13] заарміраваны двума сямідротавымі канатамі К-7 дыяметрам 9 см, $A_s = 1,2$ см², $\sigma_{0,2} = 15600$ кгс/см², $\sigma_u = 18000$ кгс/см²; шырыня бэлек 10,1 см, $h_0 = 16,8$ см; сціснутая зона заарміравана 2∅6 А-III, $A'_s = = 0,56$ см²; выкарыстаны літоіднапемзабетон трываласцю 385 кгс/см² з модулем пругкасці $2,4\cdot 10^5$ кгс/см², $8R_п = 615$ кгс/см².

Вызначыць напружанні і дэфармацыі ў бетоне і арматуры пры моманце 150000 кгс·см, а таксама максімальную разбуральную нагрузку.

Прымаем вышыню сціснутай зоны роўнай 5 см, момант інерцыі сячэння пры гэтым

$$I = 10,1\cdot 5\cdot 2,5^2 + \frac{20}{2,4}\cdot 0,56\cdot 3^2 + \frac{18}{2,4}\cdot 1,2\cdot 11,8^2 = 1610 \text{ см}^4.$$

Вызначаем дэфармацыю ў крайнім валакне сціснутай зоны

$$\varepsilon_в = \frac{150000\cdot 5}{2,4\cdot 10^5\cdot 1610} = 19,4\cdot 10^{-4}.$$

Табліца 5.9

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	0,83	16,1	291	1,8
2	2,5	9,7	197	2,0
3	4,15	3,3	75	2,3
A'_s	2,0	11,6	2320	20,0
A_s	16,8	—45,8	—8241	18,0

Падлічваем дэфармацыі ў палосах сціснутай зоны, напружанні і модулі бетону і арматуры (табл. 5.9).

Вызначаем цэнтр супраціўлення сячэння:

$$x = \frac{16{,}8(2{,}3\cdot 4{,}15+2{,}0\cdot 2{,}5+1{,}8\cdot 0{,}83)+0{,}56\cdot 20\cdot 2+1{,}2\cdot 18\cdot 16{,}8}{16{,}8\,(2{,}3+2{,}0+1{,}8)+0{,}56\cdot 20+1{,}2\cdot 18} =$$

$$= 4{,}8 \text{ см}.$$

Па (3.36) правяраем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 16{,}8(291\cdot 4{,}15 + 197\cdot 2{,}5+75\cdot 0{,}83)+0{,}56\cdot 2320\cdot 3 + 8241\cdot 1{,}2\times \times 11{,}8-(5-4{,}8)\,(9458 + 1299-9889) = 150000$ кгс·см. Момант вызначаны дакладна, захоўваецца дастатковая для практыкі раўнавага намаганняў сціскання і расцяжэння, розніца паміж c і x нязначная. Другое прыбліжэнне рабіць неабавязкова. (Неабходна адзначыць, што пры дастатковай практыцы назначаць вышыню сціснутай зоны можна даволі дакладна; яна вызначаецца формай сячэння і плошчай расцягнутай арматуры.)

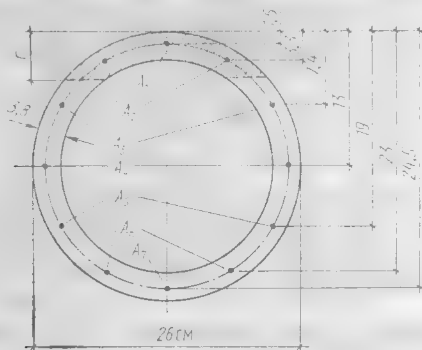
Знаходзім максімальнае намаганне, якое можа вытрымаць бетон сціснутай зоны:

$$N^{\text{в}}_{max} = \frac{9458}{\frac{41{,}8}{2{,}4}\left(1-\frac{1{,}8}{2{,}4}\right)} = 12610 \text{ кгс}.$$

Вызначаем дэфармацыі расцягнутай і сціснутай арматуры: $(5-16{,}8)\,3{,}20\cdot 10^{-3}/5 = -7{,}55\cdot 10^{-3}$, $(5-2)\,3{,}20\cdot 10^{-3}/5 = 1{,}92\cdot 10^{-3}$, дзе $3{,}20\cdot 10^{-3}$ — дэфармацыя ў крайняй фібры бетону пры $N^{\text{в}}_{max}$, якая роўная $2\cdot 385/2{,}4\cdot 10^5$. Напружанні ў канатах пры дэфармацыі $-7{,}55\cdot 10^{-3}$ роўныя -13423 кгс/см², у сціснутай арматуры — $+3840$ кгс/см². З прычыны таго, што напружанні ў сціснутай арматуры блізкія да гранічных, няма асаблівай неабходнасці паслядоўна павялічваць дэфармацыі ў сціснутай зоне бетону па залежнасці (4.11), паколькі перавышэнне агульнага намагання будзе мізэрным: $M_{max} = 12610\cdot 0{,}66\cdot 5+3840\cdot 3\cdot 0{,}56+13593\cdot 1{,}2\times \times(16{,}8-5) = 240917$ кгс·см. Эксперыментальны разбуральны момант роўны 247000 кгс·см. Розніца складае каля 3%.

Прыклад 12. Бэлька 12 [14] мае кальцавое сячэнне і зроблена метадам цэнтрыфугавання. Заарміравана 12∅5,75 з шклапластыку з $\sigma_u = 8700$ кгс/см², модулем пругкасці $5{,}5 \cdot 10^5$ кгс/см². Кальцавая трываласць бетону 236 кгс/см² ($8R_п = 378$ кгс/см²). Размеры сячэння і размяшчэння арматуры паказаны на рыс. 37. Модуль пругкасці бетону прыняты па рабоце [15].

Вызначыць напружанні і дэфармацыі пры моманце 130000 кгс·см, а таксама здольнасць супраціўлення бэлькі.



Рыс. 37. Разлік бэлькі адвольнага сячэння

Прымаем вышыню сціснутай зоны роўнай 5 см. Момант інерцыі сячэння пры гэтым

$$I = 22 \cdot 0{,}6^2 + 22 \cdot 2^2 + 22 \cdot 3{,}8^2 + 0{,}26 \cdot \frac{5{,}5}{2{,}5} \cdot 1{,}5^2 + 0{,}52 \cdot \frac{5{,}5}{2{,}5} \cdot 1{,}7^2 +$$

$$+ 0{,}52 \cdot \frac{5{,}5}{2{,}5} \cdot 2{,}5^2 + 0{,}52 \cdot \frac{5{,}5}{2{,}5} \cdot 8{,}2^2 + 0{,}52 \cdot \frac{5{,}5}{2{,}5} \cdot 14^2 +$$

$$+ 0{,}52 \cdot \frac{5{,}5}{2{,}5} \cdot 18{,}2^2 + 0{,}26 \cdot \frac{5{,}5}{2{,}5} \cdot 19{,}6^2 = 1748 \text{ см}^4.$$

Велічыня 22 ёсць плошча адной паласы з трох, на якія была разбіта зона. Плечы для гэтых палос, а таксама арматуры вызначаны графічна на рысунку.

Дэфармацыя ў крайнім валакне сціснутай зоны

$$\varepsilon_в = \frac{130000 \cdot 5}{2{,}5 \cdot 10^5 \cdot 1748} = 1{,}48 \cdot 10^{-3}.$$

Знаходзім дэфармацыі ў цэнтрах палос і арматуры, напружанні ў іх і модулі дэфармацый (табл. 5.10).

Па (3.36) вызначаем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 22 \cdot 194 \cdot 3{,}7 + 22 \cdot 148 \cdot 2 + 2243 \cdot 0{,}6 + 0{,}26 \cdot 566 \cdot 3{,}5 + 0{,}52 \cdot 272 \cdot 1{,}7 +$

Табліца 5.10

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^3$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	1,3	1,1	194	1,76
2	3,0	0,74	148	2,0
3	4,4	0,18	43	2,39
A_1	1,5	1,03	566	5,5
A_2	3,3	0,5	275	5,5
A_3	7,4	—0,71	—390	5,5
A_4	13,0	—3,37	—1303	5,5
A_5	19,0	—4,14	—2277	5,5
A_6	23,0	—5,33	—2931	5,5
A_7	24,5	—5,77	—3173	5,5

$+ 0{,}52 \cdot 390 \cdot 2{,}5 + 0{,}52 \cdot 1303 \cdot 8{,}2 + 0{,}52 \cdot 2277 \cdot 14 + 0{,}52 \cdot 2931 \cdot 18{,}2 + 0{,}26 \cdot 3173 \cdot 19{,}6 - (5 - 4{,}2)(22 \cdot 194 + 22 \cdot 148 + 22 \cdot 43 + 0{,}26 \times 566 + 0{,}52 \cdot 272 + 0{,}52 \cdot 390 + 0{,}52 \cdot 1303 + 0{,}52 \cdot 2277 + 0{,}52 \cdot 2931 + 0{,}26 \cdot 3173) = 86700$ кгс·см.

Неабходна зрабіць другое прыбліжэнне. Вызначаем дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c = (5 - 4{,}2)\, 1{,}48 \cdot 10^{-3}/5 = 2{,}3 \cdot 10^{-4}.$$

Па (3.43) і (3.44) карэкціруем дэфармацыі:

$$\varepsilon_в = 14{,}8 \cdot 10^{-4} - 2{,}3 \cdot 10^{-4} + \left(\frac{130}{86{,}7} - 1\right)(14{,}8 - 2{,}3)\, 10^{-4} = 18{,}7 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_s = -5{,}77 \cdot 10^{-4} - 2{,}3 \cdot 10^{-4} + \frac{4{,}2 - 24{,}5}{4{,}2}\left(\frac{130}{86{,}7} - 1\right) \times (14{,}8 - 2{,}3)\, 10^{-4} = -9{,}01 \cdot 10^{-4}.$$

Знаходзім новую вышыню сціснутай зоны пры гэтых дэфармацыях (4,2 см). Вызначаем дэфармацыі ў новых палосах сціснутай зоны, арматуры, а таксама напружанні і модулі дэфармацыі (табл. 5.11).

Вызначаем новы цэнтр супраціўлення (3,8 см), а таксама размеркаванне намаганняў: $M = 20\,(215 \cdot 3 + 163 \cdot 1{,}9 + 89 \cdot 0{,}9) + 0{,}26 \times 660 \cdot 2{,}7 + 0{,}52\,(220 \cdot 0{,}9 + 781 \cdot 3{,}2 + 2156 \cdot 6{,}8 + 3620 \cdot 14{,}8 + 4603 \times 18{,}8) + 0{,}26 \cdot 4971 \cdot 20{,}3 - (4{,}2 - 3{,}8)\,[20 \cdot 215 + 20 \cdot 163 + 20 \cdot 89 + 0{,}26 \cdot 660 + 0{,}52\,(220 - 781 - 2156 - 3620 - 4603) - 0{,}26 \cdot 4971] = 128200$ кгс·см. Момант супадае з зададзеным, падоўжныя намаганні ў бетоне і арматуры дастаткова ўраўнаважаныя. Вызначаем максімальныя намаганні ў сціснутым бетоне:

$$N_{max}^{в} = \frac{9340}{\frac{4 \cdot 1,616}{2,5}\left(1 - \frac{1,616}{2,5}\right)} = 10230 \text{ кгс}.$$

Калі ў сціснутай зоне бетону размяшчаюцца стрыжні з высокатрывалай арматуры, а плечы для расцягнутай арматуры вялікія, неабходна шукаць максімум намагання, даючы паслядоўна ўзрастаючыя значэнні дэфармацый. У гэтым выпадку вялікая доля выгінальнага моманту ўспрымаецца расцягнутай арматурай, у той час як бетон, уключаны ў работу разам з высокатрывалай сціснутай арматурай, працуе на сыходным участку дыяграмы σ—ε.

Вызначаем дэфармацыю, што адпавядае $N_{max}^{в}$: $2 \cdot 236/2,5 \cdot 10^5 = 1,9 \cdot 10^{-3}$. Вызначаем напружанні ў арматуры $\sigma_{s'0}$, якія адпавядаюць такім дэфармацыям; пры гэтым, улічваючы, што эпюра напружанняў у бетоне пры рабоце на сыходным участку σ—ε далёкая ад трохвугольнай, не звяртаем увагі на адлегласць ад арматуры да паверхні бэлькі. Тады $\sigma_{s'0} = 1045$ кгс/см². Для карыстання залежнасцю (4.11) знойдзем велічыню, пастаянную пры далейшых разліках:

$$\frac{\sigma_{s'0}}{\frac{c-a}{c}\sigma_u + \frac{a}{c}\sigma_{s'0}} = \frac{1045}{0,29 \cdot 8700 + 1045 \cdot 0,71} = 0,32,$$

дзе a ў сярэднім для трох стрыжняў прынята роўнай 3 см. Назначаем $\varepsilon_в = 2,1 \cdot 10^{-3}$.

Множнік для вызначэння намагання ў бетоне

$$[1 + (2,1/1,9 - 1)\,0,32]\{2 - [1 + (2,1/1,9 - 1)\,0,32]\} = 0,998.$$

Пры вялікай мнагараднасці ці разнатыпнасці арматуры мэтазгодна напружанні ў арматуры запісваць у выглядзе табліц (табл. 5.12).

Табліца 5.11

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^3$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	1,2	1,33	215	1,62
2	2,3	0,84	163	1,94
3	3,3	0,4	89	2,22
A_1	1,5	1,2	660	5,5
A_2	3,3	0,4	220	5,5
A_3	7,4	—1,42	—781	5,5
A_4	13,0	—3,92	—2156	5,5
A_5	19,0	—6,59	—3620	5,5
A_6	23,0	—8,37	—4603	5,5
A_7	24,5	—9,01	—4971	5,5

Табліца 5.12

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon_в=2{,}1\cdot10^{-3}$		$\varepsilon_в=2{,}3\cdot10^{-3}$		$\varepsilon_в=2{,}6\cdot10^{-3}$	
		ε_s	σ_s	ε_s	σ_s	ε_s	σ_s
A_3	7,4	—1,6	—880	—1,75	—962	—1,98	—1089
A_4	13,0	—4,4	—2420	—4,8	—2640	—5,44	—2720
A_5	19,0	—7,4	—4070	—8,1	—4455	—9,16	—5038
A_6	23,0	—9,4	—5170	—10,3	—5665	—11,6	—6396
A_7	24,5	—10,15	—5582	—11,1	—6105	—12,5	—6900

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon_в=2{,}9\cdot10^{-3}$		$\varepsilon_в=3{,}2\cdot10^{-3}$	
		ε_s	σ_s	ε_s	σ_s
A_3	7,4	—2,21	—1215	—2,44	—1342
A_4	13,0	—6,07	—3338	—6,7	—3685
A_5	19,0	—10,2	—5610	—11,2	—6160
A_6	23,0	—13,0	—7150	—14,3	—7860
A_7	24,5	—13,7	—7520	—15,4	—8500

Выгінальны момант пры $\varepsilon_в=2{,}1\cdot10^{-3}$ роўны $M=10230\cdot0{,}988\times\times0{,}66\cdot4{,}2+0{,}52(880\cdot3{,}2+2420\cdot6{,}8+4070\cdot14{,}8+5170\cdot18{,}8)++0{,}26\cdot5582\cdot20{,}3=150100$ кгс·см. Пры гэтым на намаганні ў сціснутай арматуры як на нязначныя не звярталі ўвагі. Пры $\varepsilon_в==2{,}3\cdot10^{-3}$ $M=161124$ кгс·см, пры $\varepsilon_в=2{,}6\cdot10^{-3}$ $M=177200$ кгс·см, пры $\varepsilon_в=2{,}9\cdot10^{-3}$ $M=194780$ кгс·см, пры $\varepsilon_в=3{,}2\cdot10^{-3}$ $M==211641$ кгс·см.

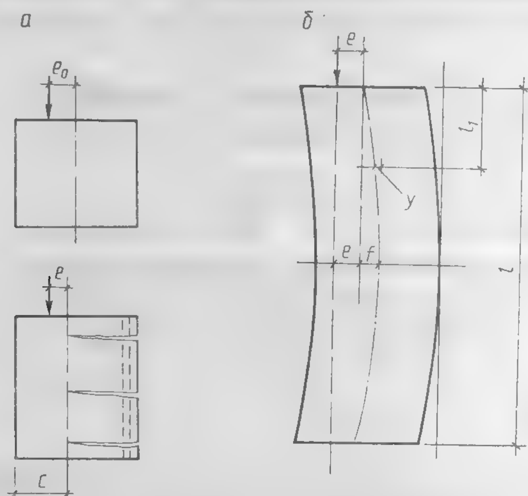
Улічваючы, што напружанні ў стрыжні A_7 блізкія да часовага супраціўлення шклапластыку на разрыў, рабіць наступныя прыбліжэнні не мае сэнсу. Такім чынам, момант 211641 кгс·см можна прыняць за гранічны. У эксперыментах бэлька разбуралася ад разрыву крайняй арматуры A_7 пры моманце 205000 кгс·см. Розніца, такім чынам, складае 3%.

5.3. РАЗЛІК ЭЛЕМЕНТАЎ ПРЫ СУМЕСНЫМ ДЗЕЯННІ ПАДОЎЖНАЙ СІЛЫ І ВЫГІНАЛЬНАГА МОМАНТУ

Выпадак пераднапружаных канструкцый разглядаецца ў параграфе 5.4. У астатніх элементаў выяўленне напружана-дэфармаванага стану праводзіцца па агульнай методыцы. Для нецэнтрава-сціснутых элементаў неабходна дадаткова ўлічыць змяненне пляча дзеяння падоўжнай сілы. Дзякуючы гэтаму фактару выгінальны момант у сячэнні з ростам нагрузкі памяншаецца. Справа ў тым, што калі ў незагружанага элемента (ці ў элемента, уласцівасці матэрыялу якога пры нагрузцы не мяняюцца) эксцэнтрысітэт вызначаецца як адлегласць ад сілы да цэнтра цяжару сячэння, то ў элемента з трэшчынамі ў расцягнутай зоне і зменлівай пластычнасцю бетону і сталі эксцэнтрысітэт павінен вызначацца як адлегласць ад сілы да цэнтра супраціўлення сячэння (рыс. 38, *а*). Відаць, што выгінальны момант у другім вы-

падку меншы, паколькі паменшылася плячо дзеяння падоўжнай сілы. Пры разліку разбуральных намаганняў нецэнтрава-сціснутых гібкіх калон, стоек, перагародак і да т. п. мэтазгодна ўлічыць таксама выгін гэтых элементаў, паколькі ён некалькі павялічвае выгінальны момант.

Пры разліку максімальных намаганняў элементаў, што ўспрымаюць падоўжную сілу і выгінальны момант, неабходна таксама ведаць, мяняюцца ці застаюцца пастаяннымі адносіны M і N да



Рыс. 38. Разлік эксцэнтрысітэту падоўжнай сілы: *а* — улік цэнтра супраціўлення; *б* — улік прагіну

моманту страты трываласці. Гэта можна ўлічыць пры дапамозе наступных залежнасцей, што ўлічваюць змяненне сціснутай зоны ў параўнанні з велічынёй сціснутай зоны пры першым базавым разліку, па якім вызначаўся напружана-дэфармаваны стан элемента. Калі $M = \text{const}$, а N расце, то

$$c' = \frac{0{,}5E_{\text{в.о}}}{E_{\text{в.о}} - E_{\text{в}}} c. \tag{5.1}$$

Калі $N = \text{const}$, а M расце, то

$$c' = x + (c - x)\frac{E_{\text{в.о}} - E_{\text{в}}}{0{,}5E_{\text{в.о}}}. \tag{5.2}$$

Для гібкіх элементаў

$$c' = c + (c - x)\frac{e}{e + f - y}, \tag{5.3}$$

дзе e — адлегласць ад цэнтра супраціўлення да пункта прыкла-

дання сілы; f і y вызначаюцца па дэфармацыях, што адпавядаюць разбурэнню (рыс. 38, *б*).

У будаўніцтве, як правіла, ніз і верх гібкіх канструкцый замацаваны ад зрушвання, але замацаванне не можа лічыцца жорсткай заладкай, г. зн. дапускае паварот канцоў элемента. Паколькі ва ўсіх выпадках $f < e$, крывізну элементаў можна прыняць пастаяннай, г. зн. такой, якая адпавядае дузе акружнасці. Тады з геаметрычных суадносін маем

$$(l/2)^2 = f(2\rho - f). \tag{5.4}$$

Рашаючы гэту залежнасць з вядомымі суадносінамі $\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_в - \varepsilon_s}{h_0}$ і прыняўшы $2\rho - f \approx 2\rho$, атрымаем

$$f = \frac{l^2(\varepsilon_в - \varepsilon_s)}{8h_0}. \tag{5.5}$$

У тым выпадку, калі неабходна праверыць здольнасць супраціўлення не ў сячэнні, дзе дзейнічае максімальны выгінальны момант (не ў сярэдзіне па вышыні элемента), неабходна ўлічыць велічыню y. Для дугі акружнасці

$$y = \frac{\varepsilon_в - \varepsilon_s}{8h_0}(l^2 - 4l_1^2). \tag{5.6}$$

У выпадку жорсткага замацавання аднаго канца гібкага элемента (напрыклад, заманалічвання калоны ў фундаменце) прыведзеную даўжыню можна атрымаць, памножыўшы l на 0,7 [16]. Каэфіцыенты для іншых выпадкаў замацавання канцоў агульнавядомыя [16].

Прыклад 13. Калоны-блізняты К-П-1 і К-П-2 [11] маюць $h = 34{,}75$ см, $b = 24{,}4$ см, заармiраваны сталлю Ст. 5 з $\sigma_п = 3245$ кгс/см², $A_s = A'_s = 12{,}28$ см²; адлегласць ад вонкавых граней да восі арматурных стрыжняў 3,9 см; выкарыстаны цяжкі бетон трываласцю 355 кгс/см² ($8R_п = 568$ кгс/см²); пачатковы эксцэнтрысітэт 5 см, даўжыня калоны 190 см.

Вызначыць напружанні і дэфармацыі ў калоне пры нагрузцы 150 тс і разбуральную сілу калоны.

Модуль пругкасці бетону па формуле Роша прымаем роўным $3{,}9 \cdot 10^5$ кгс/см².

Вызначаем момант энерцыі сячэння па формуле $bh^3/12$ і плошчу сячэння. Яны роўныя 85324 см⁴ і 848 см². Па вядомай формуле нецэнтравага сціскання (3.40) знаходзім дэфармацыі ў крайнім валакне сціснутай зоны і менш сціснутай (расцягнутай) арматуры:

$$\varepsilon_в = \frac{150000}{3{,}9 \cdot 10^5 \cdot 848} + \frac{750000 \cdot 17{,}37}{3{,}9 \cdot 10^5 \cdot 85324} = 8{,}4 \cdot 10^{-4};$$

Табліца 5.13

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	4,34	7,4	230	3,1
2	13,02	5,5	182	3,3
3	21,7	3,54	124	3,5
4	30,38	1,59	59	3,7
A_s'	3,9	7,52	1505	20,0
A_s	30,85	1,5	300	20,0

$$\varepsilon_s = \frac{150000}{3{,}9\cdot 10^5\cdot 848} - \frac{750000\cdot 13{,}47}{3{,}9\cdot 10^5\cdot 85324} = 1{,}5\cdot 10^{-4}.$$

Вызначаем вышыню сціснутай зоны c: $c=8{,}4\cdot 30{,}85/(8{,}4-1{,}5)=37{,}5$ см. Усё сячэнне сціснута. Разбіваем сячэнне па вышыні на чатыры роўныя паласы, знаходзім адлегласць да цэнтраў гэтых палос, вызначаем у іх дэфармацыі па (3.42), напружанні ў бетоне па (2.26) і напружанні ў арматуры, а таксама модулі дэфармацый бетону і сталі. Плошча сячэння адной паласы роўная 212 см². Заносім усе даныя ў табл. 5.13.

Знаходзім цэнтр супраціўлення:

$$x = [212\,(3{,}1\cdot 4{,}34 + 3{,}3\cdot 13{,}02 + 3{,}5\cdot 21{,}7 + 3{,}7\cdot 30{,}38) + \\ + 12{,}28\cdot 20\cdot 3{,}9 + 12{,}28\cdot 20\cdot 30{,}85]\,[212\,(3{,}1 + 3{,}3 + 3{,}5 + 3{,}7) + \\ + 12{,}28\cdot 20 + 12{,}28\cdot 20]^{-1} = 17{,}9 \text{ см}.$$

Па (3.36) вызначаем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 212(230\cdot 33{,}16+182\cdot 24{,}48+124\cdot 15{,}8+59\cdot 7{,}12) + 1505\cdot 12{,}28\times 33{,}6+300\cdot 12{,}28\cdot 6{,}65-(37{,}5-17{,}9)(212\cdot 230 + 212\cdot 182 + 212\times 124+59\cdot 212+1505\cdot 12{,}28+300\cdot 12{,}28)=804324$ кгс·см. Намаганне сціскання, згодна з прынятымі дэфармацыямі, роўнае 148350 кгс, што адрознівае яго ад зададзенага на 1%, выгінальны момант адрозніваецца на 7%. Такую дакладнасць можна лічыць дастатковай.

Намаганне ў бетоне пры гэтым роўнае 126305 кгс. Максімальнае намаганне, якое можа ўспрыняць бетон, знойдзем па (4.5):

$$N_{max}^{в} = \frac{126305}{\frac{4\cdot 3{,}1}{3{,}9}\left(1 - \frac{3{,}1}{3{,}9}\right)} = 193406 \text{ кгс}.$$

Вызначаем дэфармацыі, што адпавядаюць гэтаму намаганню. У крайнім валакне яны роўныя $2\cdot 355/3{,}9\cdot 10^5=18{,}2\cdot 10^{-4}$, у арматуры — $(37{,}5-30{,}85)\cdot 18{,}2\cdot 10^{-4}/37{,}5=3{,}22\cdot 10^{-4}$. Па (5.5) знаходзім выгін:

$$f = \frac{190^2 (18,2 - 3,22)\,10^{-4}}{8 \cdot 30,85} = 0,22 \text{ см.}$$

Удакладняем велічыню эксцэнтрысітэту: $e = e_0 + (x - \text{ц. ц.})$, або $e = 5 + (17,9 - 17,37) \approx 5,56$ см. З-за таго што ўсё сячэнне сціснута, а бетон набыў пластычнасць, эксцэнтрысітэт некалькі павялічыўся.

Удакладняем велічыню c:

$$c = 17,9 + (37,5 - 17,9) \frac{5,56}{5,56 + 0,22} = 38,2 \text{ см.}$$

Паколькі $c > h$, велічыня c не ўплывае на здольнасць супраціўлення N па бетону. Правяраем стан сціснутай арматуры пры $N^{в}_{max}$:

$$\sigma'_s = \left(\frac{38,2 - 3,9}{38,2}\right) 18,2 \cdot 10^{-4} \cdot 20 \cdot 10^5 = 3268 > 3245 \text{ кгс/см}^2.$$

Такім чынам, сціснутая арматура не будзе ўплываць на работу бетону.

Знойдзем разбуральную нагрузку:

$$N_{max} = 193406 + 3245 \cdot 12,28 + \frac{38,2 - 30,8}{30,8} 18,2 \cdot 10^{-4} \times$$

$$\times 20 \cdot 10^5 \cdot 12,28 = 241854 \text{ кгс.}$$

Эксперыментальная разбуральная нагрузка была роўная 249 тс. Такім чынам, розніца складае 3%.

Прыклад 14. Калона К-VII-1 [11] сячэннем $h = 34,8$ см, $b = 24,7$ см, $a = 3,9$ см, $a' = 2,9$ см; заармiравана сталлю Ст. 5, $A_s = 11,6$ см^2, $A'_s = 1,0$ см^2, $\sigma_ц = 3240$ кгс/см^2, $\sigma'_ц = 3200$ кгс/см^2; выкарыстаны цяжкі бетон трываласцю 384 кгс/см^2 ($8R_п = 614$ кгс/см^2); пачатковы эксцэнтрысітэт роўны 15 см, вышыня калоны 190 см.

Вызначыць напружанні ў калоне пры нагрузцы 70 тс і максімальнае намаганне, якое яна здольна вытрымаць.

Модуль пругкасці бетону па эмпірычнай формуле Роша можна прыняць $4,0 \cdot 10^5$ кгс/см^2. Прымем у першым прыбліжэнні, што ўсё сячэнне калоны сціснута, тады яе момант інерцыі, не беручы пад увагу арматуру, можна знайсці па формуле $bh^3/12 = 86746$ см^4. Дэфармацыю ў крайняй фібры бетону і менш сціснутай арматуры знойдзем па вядомых залежнасцях:

$$\varepsilon_в = \frac{70000}{4 \cdot 10^5} \left(\frac{1}{859} + \frac{15 \cdot 17,4}{86746}\right) = 7,26 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_s = \frac{70000}{4 \cdot 10^5} \left(\frac{1}{859} - \frac{15 \cdot 13,5}{86746}\right) = -2,08 \cdot 10^{-4}.$$

Таблiца 5.14

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_1, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	4	6,06	204	3,37
2	12	3,63	131	3,62
3	20	1,21	47	3,87
A_s'	2,9	6,38	1340	21,0
A_s	30,9	—2,08	—437	21,0

Вызначаем вышыню сціснутай зоны:

$$c = \frac{7{,}26\cdot30{,}9}{7{,}26+2{,}08} = 24 \text{ см}.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы, вызначаем дэфармацыі ў цэнтрах палос, напружанні ў бетоне па (2.26) і напружанні ў арматуры, знаходзім модулі дэфармацыі бетону і арматуры (табл. 5.14).

Знаходзім цэнтр супраціўлення сячэння x:

$$x = \frac{197{,}6\,(3{,}37\cdot4+3{,}62\cdot12+3{,}87\cdot20)+1\cdot21\cdot2{,}9+11{,}6\cdot21\cdot30{,}9}{197{,}6\,(3{,}37+3{,}62+3{,}87)+1\cdot21+116\cdot21} =$$

$$= 14{,}15 \text{ см}.$$

Па (3.36) вызначаем намаганні ў сячэнні:

$$M = 197{,}6\,(204\cdot20+131\cdot12+47\cdot4)+1340\cdot21{,}1+437\cdot11{,}6\cdot6{,}9-$$

$$-9{,}85\,[197{,}6\,(204+131+47)+1340-5069] = 511061 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Удакладняем эксцэнтрысітэт і момант, што дзейнічае ў сячэнні:

$$e = 15+14{,}15-17{,}4 = 11{,}75 \text{ см};\ M = 70000\cdot11{,}75 =$$

$$= 822500 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Калі падоўжнае намаганне ў сячэнні (квадратныя дужкі) даволі блізка супала з зададзеным, то выгінальны момант адрозніваецца істотна. Неабходна карэкціраваць дэфармацыі.

Вызначаем дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c = (24-14{,}15)\,7{,}26\cdot10^{-4}/24 = 2{,}98\cdot10^{-4};$$

$$\varepsilon_в = 7{,}26\cdot10^{-4}+\left(\frac{70}{71{,}8}-1\right)2{,}98\cdot10^{-4}+$$

$$+\left(\frac{822}{511}-1\right)4{,}28\cdot10^{-4} = 9{,}78\cdot10^{-4};$$

$$\varepsilon_s = -2{,}08\cdot10^{-4} + \left(\frac{70}{71{,}8} - 1\right)2{,}98\cdot10^{-4} + \frac{14{,}15 - 30{,}9}{14{,}15}\times$$

$$\times\left(\frac{822}{511} - 1\right)4{,}28\cdot10^{-4} = -5{,}22\cdot10^{-4}.$$

Новая вышыня сціснутай зоны пры гэтых дэфармацыях роўная 9,78·30,9/(9,78+5,22)=20,14 см. Запаўняем неабходнымі дадзенымі табл. 5.15, як і ў першым прыбліжэнні.

Цэнтр супраціўлення для гэтых дэфармацый і нагрузкі роўны 12,65 см. Карэкціруем эксцэнтрысітэт і выгінальны момант: $e=15+12{,}65-17{,}4=10{,}25$ см; $M=70000\cdot10{,}25\approx71800$ кгс·см. Вызначаем напружанні ў калоне, што адпавядаюць апошнім дэфармацыям: $M=165{,}7(4304+1716+209)+1757\cdot17{,}24+12725\times\times10{,}76-7{,}49(81143+1757-12726)=674001$ кгс·см, $N=70174$ кгс. Такое супадзенне з зададзенымі намаганнямі можна лічыць дастатковым.

Максімальнае намаганне, якое можа ўспрыняць бетон сціснутай зоны, знойдзем па (4.5): $N^{\text{в}}_{max}=122277$ кгс. Гэтаму намаганню адпавядае дэфармацыя ў крайняй фібры, роўная $19{,}2\cdot10^{-4}$. Дэфармацыя ў арматуры расцягнутай пры гэтым будзе складаць $-10{,}2\cdot10^{-4}$, што адпавядае напружанням -2132 кгс/см²; у арматуры сціснутай $\varepsilon_s'=16{,}4\cdot10^{-4}$, што адпавядае напружанням, роўным 3280 кгс/см², і больш, чым напружанні пачатку цякучасці. Такім чынам, сціснутая арматура не будзе мець уплыву на работу сціснутага бетону. Выгін калоны пры максімальнай нагрузцы, вызначаны па (5.5), роўны 4,3 мм. Яго ўплыў на эксцэнтрысітэт пры разбурэнні можна пакінуць без увагі. Максімальнае намаганне

$$N_{max} = 122277 + 3200 - 2132\cdot11{,}6 = 100746 \text{ кгс}.$$

Эксперыментальная разбуральная нагрузка была роўная 115000 кгс. Розніца складае каля 12%.

Прыклад 15. Калоны-блізняты К-XII-1 і К-XII-2 [11] маюць $b=25{,}25$ см, $h=34{,}85$ см, $a=3{,}2$ см, $a'=2{,}9$ см; сціснутая зона за-

Табліца 5.15

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_i, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	3,35	8,15	257	3,16
2	10,0	4,89	171	3,49
3	16,7	1,63	62	3,83
A_s'	2,9	8,37	1757	21,0
A_s	30,9	—5,22	—1097	21,0

Табліца 5.16

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_i, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	2,9	15,3	338	2,21
2	8,7	9,2	264	2,85
3	14,5	3,1	109	3,52
A_s'	2,9	15,3	3213	21,0
A_s	31,65	—13,99	—2798	20,0

арміравана сталлю Ст. 5 з $\sigma_s^{*}=3200$ кгс/см², $A_s'=1{,}0$ см², расцягнутая — сталлю 35ГС з $\sigma_ц=4320$ кгс/см², $A_s=5{,}76$ см². Выкарыстаны цяжкі бетон трываласцю 345 кгс/см² ($8R_п=553$ кгс/см²). Загружана з эксцэнтрысітэтам 34 см. Вышыня калоны 190 см.

Выявіць напружанні ў бетоне і арматуры пры нагрузцы 20 тс, а таксама здольнасць супраціўлення калоны.

Выкарыстанаму бетону адпавядае модуль пругкасці $3{,}87 \cdot 10^5$ кгс/см². Як неаднаразова падкрэслівалася раней, дакладнасць назначэння дэфармацый першага прыбліжэння не мае вялікага ўплыву на канчатковы вынік разліку. Яна можа толькі павялічыць ці паменшыць колькасць прыбліжэнняў. Прымем $c=h/2$, $I=17150$ см⁴.

Дэфармацыі ў крайнім валакне бетону і расцягнутай арматуры знойдзем па вядомых формулах супраціўлення матэрыялаў:

$$\varepsilon_в = \frac{20000}{3{,}87 \cdot 10^5 \cdot 880} + \frac{20000 \cdot 34 \cdot 17{,}42}{3{,}87 \cdot 10^5 \cdot 17150} = 18{,}4 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_s = \frac{20000}{3{,}87 \cdot 10^5}\left(\frac{1}{880} - \frac{14{,}22 \cdot 34}{17150}\right) = -13{,}99 \cdot 10^{-4}.$$

Сціснутая зона пры такіх дэфармацыях роўная прынятай, г. зн. 17,42 см. Разбіваем сціснутую зону на тры паласы і знаходзім дэфармацыі ў цэнтрах палос, напружанні ў бетоне і арматуры, а таксама модулі дэфармацый. Заносім атрыманыя даныя ў табл. 5.16.

Па (3.38) вызначаем цэнтр супраціўлення x:

$$x = \frac{146\,(2{,}21 \cdot 2{,}9 + 2{,}86 \cdot 8{,}7 + 3{,}51 \cdot 14{,}5) + 1 \cdot 21 \cdot 2{,}9 + 5{,}77 \cdot 20 \cdot 31}{146\,(2{,}21 + 2{,}86 + 3{,}551) + 21 + 5{,}77 \cdot 20} = 11{,}3 \text{ см}.$$

Знаходзім па (3.36) размеркаванне намаганняў:

$$M = 146(338 \cdot 14,5 + 264 \cdot 8,7 + 109 \cdot 14,5) + 3213 \cdot 14,5 +$$
$$+ 2798 \cdot 5,77 \cdot 14,2 - (17,42 - 11,3)(146 \cdot 338 + 146 \cdot 264 +$$
$$+ 109 \cdot 146 + 3213 - 2798 \cdot 5,77) = 816722 \text{ кгс·см}.$$

Бачым, што падоўжная сіла замест 20,0 тс складае 90,87 тс (сума ў апошніх дужках). Такім чынам, вышыня сціснутай зоны і l ў першым прыбліжэнні былі назначаны няўдала.

Удакладняем момант, што дзейнічае ў калоне: $M = 20000(34 + 11,3 - 17,42) = 557600$ кгс·см. Бачым, што момант у выніку несупадзення цэнтра цяжару сячэння і цэнтра яго супраціўлення значна паменшыўся. Знаходзім дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення: $\varepsilon_c = (17,42 - 11,3)\,18 \cdot 10^{-4}/17,42 = 6,46 \cdot 10^{-4}$.

Карэкціруем дэфармацыі па (3.43) і (3.44):

$$\varepsilon_{\text{в}} = 18,4 \cdot 10^{-4} + \left(\frac{20}{90,87} - 1\right) 6,46 \cdot 10^{-4} + \left(\frac{557600}{816722} - 1\right) \times$$
$$\times 11,94 \cdot 10^{-4} = 9,57 \cdot 10^{-4};$$
$$\varepsilon_s = -13,98 \cdot 10^{-4} - 5,04 + \frac{11,3 - 31,65}{11,3} \times$$
$$\times (-3,78 \cdot 10^{-4}) = -12,2 \cdot 10^{-4}.$$

Вышыня сціснутай зоны пры такіх дэфармацыях будзе роўная 13,9 см. Зноў разбіваем сціснутую зону на тры паласы, знаходзім дэфармацыі ў цэнтрах паясоў, вызначаем па (2.26) напружанні ў бетоне і г. д. (табл. 5.17).

Цэнтр супраціўлення, вызначаны па (3.38), пры гэтым роўны 9,32 см. Плошча сячэння адной паласы 117 см². Размеркаванне намаганняў знойдзем па (3.36): $M = 117(2776 + 1104 + 135) + 1590 \cdot 11 + 2440 \cdot 5,77 \cdot 17,75 - 4,58(53707 + 1590 - 14079) = 548364$ кгс·см. Намаганне сціскання роўнае 41218 кгс замест 20000 кгс, г. зн. трэба рабіць яшчэ адно прыбліжэнне.

Вызначаем дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення: $3,15 \cdot 10^{-4}$. Удакладняем эксцэнтрысітэт: $e = 34 + 9,32 - 17,42 = 25,9$ см. Мо-

Табліца 5.17

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	2,3	7,98	240	3,0
2	6,9	4,78	160	3,38
3	11,57	1,6	59	3,7
A'_s	2,9	7,57	1590	21,0
A_s	31,65	—12,2	—2440	20,0

Таблiца 5.18

Пункт разлiку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_i, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	1,95	6,33	201	3,17
2	5,84	3,8	131	3,44
3	9,72	1,26	47	3,73
A'_s	2,9	5,2	1096	21,0
A_s	31,65	—12,98	—2596	20,0

Таблiца 5.19

Пункт разлiку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_i, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	1,88	6,04	194	3,21
2	5,62	3,63	126	3,47
3	9,37	1,22	45,6	3,73
A'_s	2,9	5,39	1132	21,0
A_s	31,65	—13,1	—2621	20,0

мант у сячэннi пры гэтым эксцэнтрысiтэце роўны 548364 кгс·см. Па (3.43) i (3.44) карэкцiруем дэфармацыi: $\varepsilon_в=7{,}6\cdot10^{-4}$, $\varepsilon_s=-12{,}98\cdot10^{-4}$. Пры атрыманых дэфармацыях вышыня сцiснутай зоны складае 11,69 см. Плошча адной паласы з трох, на якiя разбiваецца сцiснутая зона, роўная 98,2 см². Вызначаем дэфармацыi ў цэнтрах палос, напружаннi ў бетоне па (2.26), напружаннi ў арматуры i модулi дэфармацый (табл. 5.18).

Цэнтр супрацiўлення пры гэтым, знойдзены па (3.38), роўны 8,55 см. Размеркаванне намаганняў пры ўстаноўленых дэфармацыях вызначым па (3.36): $M=98{,}2(1953+765+91{,}6)+1096\cdot8{,}79+2596\cdot5{,}77\cdot19{,}69-3{,}13(37217+1096-14979)=507377$ кгс·см. Падоўжныя сцiсканнi ў бетоне i арматуры ў суме даюць 23334 кгс, што ўсё яшчэ не адпавядае зададзенаму намаганню i, такiм чынам, трэба зрабiць яшчэ адно апошняе прыблiжэнне. Удакладняем эксцэнтрысiтэт (25,1 см), якi стварае разам з сiлай момант, роўны 502600 кгс·см. Дэфармацыя ў цэнтры супрацiўлення складае $2{,}03\cdot10^{-4}$. Карэкцiроўка дэфармацый па (3.43) i (3.44), аналагiчная таму, як гэта рабiлася раней, дае $\varepsilon_в=7{,}26\cdot10^{-4}$, $\varepsilon_s=-13{,}1\cdot10^{-4}$. Вышыня сцiснутай зоны пры гэтых дэфармацыях роўная 11,27 см. Запаўняем табл. 5.19.

Цэнтр супрацiўлення пры гэтых дэфармацыях i нагрузцы роўны 8,41 см. Плошча сячэння адной паласы 94,68 см², $M=94{,}68(1817+708+85{,}7)\cdot1132\cdot8{,}37+2620\cdot5{,}77\cdot20{,}38-2{,}86\times(34616+1132-15117)=505735$ кгс·см, падоўжнае намаганне 20631 кгс.

Вызначаем максімальнае напружанне бетону сціснутай зоны:

$$N_{max}^{в} = \frac{34616}{\frac{4\cdot 3,21}{3,87}\left(1 - \frac{3,21}{3,87}\right)} = 61177 \text{ кгс.}$$

Дэфармацыя ў крайнім валакне пры такім намаганні роўная $2\cdot 345/3,87\cdot 10^5 = 17,8\cdot 10^{-4}$. Дэфармацыі расцягнутай арматуры $-32,19\cdot 10^{-4}$. Фіктыўныя напружанні, якія адпавядаюць гэтым дэфармацыям, складаюць —6437 кгс/см². Але ў адрозненне ад чыстага выгіну пераход арматуры ў пластычны стан не вядзе да падрэзкі сціснутай зоны. На самай справе падрэзка суправаджаецца павелічэннем унутранага пляча паміж намаганнямі сціскання і расцяжэння, што магчыма толькі пры ўзрастанні знешняга намагання, але знешняе намаганне — гэта падоўжная сіла, якая перашкаджае падрэзцы.

Вызначаем выгін калоны пры максімальным намаганні:

$$f = \frac{190^2(17,8 + 32,19)\cdot 10^{-4}}{8\cdot 31,65} = 0,71 \text{ см.}$$

Карэкціруем вышыню сціснутай зоны за кошт выгіну:

$$c = 8,41 + (11,27 - 8,41)\,25,1/(25,1 + 0,71) = 11,18 \text{ см.}$$

Правяраем стан сціснутай арматуры пры $N_{max}^{в}$:

$$\sigma_s' = \frac{11,27 - 2,9}{11,27}\cdot 17,8\cdot 10^{-4}\cdot 21\cdot 10^5 = 2776 \approx 3200 \text{ кгс/см}^2.$$

Сціснутая арматура знаходзіцца ў стане, блізкім да пачатку цякучасці, і, значыць, не будзе мець вялікага ўплыву на работу сціснутага бетону. Агульнае разбуральнае намаганне калоны

$$N_{max} = 61177\cdot \frac{11,18}{11,27} + 2776 - 4320\cdot 5,77 = 38350 \text{ кгс.}$$

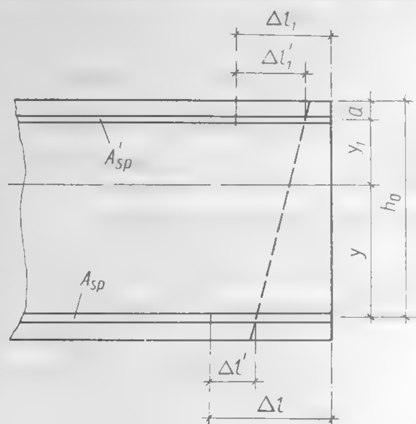
Эксперыментальная разбуральная сіла роўная 35700 кгс. Розніца складае 7%.

5.4. РАЗЛІК ПАПЯРЭДНЕ НАПРУЖАНЫХ КАНСТРУКЦЫЙ

Папярэдняе напружанне арматуры прымяняюць у асноўным у выгінальных элементах для змяншэння іх прагіну і раскрыцця трэшчын у эксплуатацыйнай стадыі. Для гэтага напружваюць ніжнюю расцягнутую арматуру. Часам напружваюць і верхнюю арматуру з мэтай зрабіць перашкоду ўтварэнню трэшчын пасля водпуску асноўнай ніжняй арматуры. Але ўлічваючы, што такое перадналружанне стварае выгінальны момант таго ж знака, што і момант ад знешняй нагрузкі, такі крок варта прызнаць ня-

пэўным, паколькі ён можа зменшыць здольнасць супраціўлення канструкцыі [17].

На работу папярэдне напружаных канструкцый вялікі ўплыў аказваюць умовы анкероўкі арматуры ў бетоне, якасць счаплення арматуры з бетонам, ступень яе насычанасці ў канцавых (што анкеруюцца) частках бэлек. У выпадку нацяжэння арматуры на бетон і запаўнення ім ў далейшым арматурных каналаў умовы анкероўкі некалькі пагаршаюцца. У выпадку поўнай адсутнасці



Рыс. 39. Абціскание бетону пасля водпуску папярэдне напружанай арматуры (Δl — перамяшчэнне канца ніжняй арматуры, якое адпавядае напружанням да водпуску, Δl_1 — тое самае верхняй арматуры, $\Delta l'$ — перамяшчэнне канца ніжняй арматуры, якое адпавядае напружанням пасля водпуску, $\Delta l'_1$ — тое самае верхняй арматуры)

счаплення арматуры з бетонам у сярэдняй частцы бэлек канцы іх успрымаюць вельмі вялікія намаганні ад арматуры, што прыводзіць да парушэння гіпотэзы плоскіх сячэнняў і ў канчатковым выніку да змяншэння здольнасці супраціўлення канструкцыі прыкладна на 30% [18], да павелічэння прагінаў і шырыні раскрыцця трэшчын. Методыка разліку, што прыводзіцца намі, арыентавана на поўнае счапленне арматуры і бетону і, значыць, на выкарыстанне гіпотэзы плоскіх сячэнняў. Канструктыўныя мерапрыемствы па забеспячэнні надзейнай анкероўкі арматуры падрабязна апісаны ў адпаведнай літаратуры.

Як вядома, у залежнасці ад тэхналогіі вытворчасці і асаблівасцей канструкцый у напружваемай арматуры адбываецца тое або іншае падзенне напружанняў. Велічыню страт напружанняў можна вызначыць па вядомых методыках, напрыклад БНіП. Іх можна разлічыць па розных залежнасцях, якія, як правіла, не звязаны з асноўным разлікам здольнасці супраціўлення. Выключэнне павінны складаць толькі страты ад пругкага абціскання канструкцыі (рыс. 39).

Спынімся на працэсах, што суправаджаюць гэтыя страты. У выпадку нацяжэння арматуры на бетон праблемы страт ад пругкага абціскання не існуе, паколькі напружанні ў арматуры могуць быць вызначаны па паказаннях прыбораў нацяжнога аб-

сталявання пасля абцісканпя бетону, а напружанні ў бетоне — па вядомых формулах нецэнтравага сціскання. У выпадку ж нацяжэння арматуры на ўпоры намаганне пераднапружання не застаецца пастаянным пасля абрэзкі арматуры і па меры загружэння бетону яно падае і не можа быць вызначана па паказаннях прыбораў (у эксперыментах яго можна знайсці метадам тэнзаметрыі). Падзенне напружанняў адбываецца да таго часу, пакуль не ўстановіцца раўнавага паміж новым намаганнем расцяжэння ў арматуры і намаганнем сціскання ў бетоне.

Увядзём наступныя абазначэнні: $\sigma_{\text{в}}^{\text{н}}$ — напружанні ў бетоне на ўзроўні ніжняй арматуры; $\sigma_{\text{в}}^{\text{в}}$ — напружанні ў бетоне на ўзроўні верхняй арматуры; σ_0 — напружанні ў ніжняй арматуры да водпуску (з улікам усіх страт); σ_0' — напружанні ў верхняй арматуры да водпуску (з улікам усіх страт); σ_{01} — напружанні ў ніжняй арматуры пасля водпуску; σ_{01}' — напружанні ў верхняй арматуры пасля водпуску; A_{sp} і A_{sp}' — адпаведна плошчы сячэнняў ніжняй і верхняй арматуры; $A_{\text{в}}$ і I — адпаведна плошча сячэння і момант інерцыі ўсяго бетоннага сячэння.

З залежнасцей супраціўлення матэрыялаў вынікае:

$$\sigma_{\text{в}}^{\text{н}} = \frac{\sigma_{01}A_{sp} + \sigma_{01}'A_{sp}'}{A_{\text{в}}} + \frac{(\sigma_{01}A_{sp} - \sigma_{01}'A_{sp}')\,y^2}{I}; \qquad (5.7)$$

$$\sigma_{\text{в}}^{\text{в}} = \frac{\sigma_{01}A_{sp} + \sigma_{01}'A_{sp}'}{A_{\text{в}}} - \frac{(\sigma_{01}A_{sp} - \sigma_{01}'A_{sp}')\,y_1 y}{I}. \qquad (5.8)$$

Далейшы разлік тлумачыць рыс. 39.

Напружанні ў арматуры пасля водпуску ў функцыі перамяшчэнняў запішуцца

$$\frac{\Delta l'}{l} E_{sp} = \sigma_{01}; \quad \frac{\Delta l_1'}{l} E_{sp}' = \sigma_{01}'. \qquad (5.9)$$

Напружанні, што ўстанавіліся ў бетоне, у функцыі перамяшчэнняў запішуцца

$$\frac{\Delta l - \Delta l'}{l} E_{\text{в.о}} = \sigma_{\text{в}}^{\text{н}}; \quad \frac{\Delta l_1 - \Delta l_1'}{l} E_{\text{в.о}} = \sigma_{\text{в}}^{\text{в}}. \qquad (5.10)$$

Увядзём скарачэнні:

$$\sigma_{01}' = k\sigma_{01}; \qquad (5.11)$$

$$\sigma_{01}' = \frac{\Delta l'}{l} E_{sp}' \frac{E_{sp}'}{E_{sp}}; \qquad (5.12)$$

$$E_{sp}'/E_{sp} = n. \qquad (5.13)$$

Улічваючы гэтыя скарачэнні, падстаўляючы (5.9) у (5.7),

прыраўноўваючы (5.7) і (5.10), скарачаючы на l атрыманую роўнасць, атрымаем для ніжняй арматуры

$$\frac{\Delta l' E_{sp} A_{sp} + k \Delta l' E'_{sp} n A_{sp}}{A_в} + \frac{(\Delta l' E_{sp} A_{sp} - k \Delta l' E_{sp} n A_{sp}) y^2}{I} = $$
$$= \Delta l E_{в.о} - \Delta l' E_{в.о}. \qquad (5.14)$$

Пасля таго як перанясём член $(-\Delta l' E_{в.о})$ улева і вынесем за дужкі $\Delta l'$, атрымаем

$$\left[\frac{E_{sp} A_{sp} + k E'_{sp} A'_{sp} n}{A_з} + \frac{(E_{sp} A_{sp} - k E'_{sp} A'_{sp} n) y^2}{I} + \right.$$
$$\left. + E_{в.о}\right] = \Delta l E_{в.о}. \qquad (5.15)$$

Пры пругкай рабоце бетону і арматуры справядлівымі будуць суадносіны

$$\Delta l' / \Delta l = \sigma_{01} / \sigma_0. \qquad (5.16)$$

Тады (5.15) можна перапісаць так:

$$\sigma_{01}\left[\frac{E_{sp} A_{sp} + k E'_{sp} A'_{sp} n}{A_в} + \frac{(E_{sp} A_{sp} - k E'_{sp} A'_{sp} n) y^2}{I} + \right.$$
$$\left. + E_{в.о}\right] = \sigma_0 E_{в.о}, \qquad (5.17)$$

адкуль

$$\sigma_{01} = \frac{E_{в.о} \sigma_0}{E_{в.о} + \frac{E_{sp} A_{sp} + k E'_{sp} A'_{sp} n}{A_в} + \frac{(E_{sp} A_{sp} - k E'_{sp} A'_{sp} A'_{sp} n) y^2}{I}}. \qquad (5.18)$$

Зрабіўшы падобны вывад для верхняй арматуры, атрымаем

$$\sigma'_{01} = \frac{E_{в.о} \sigma'_0}{E_{в.о} + \frac{E_{sp} A_{sp} + k E'_{sp} A'_{sp} n}{A_в} - \frac{(E_{sp} A_{sp} - k E'_{sp} A'_{sp} n) y_1 y}{I}}. \qquad (5.19)$$

Улік вышэйразлічаных страт пераднапружання і вызначэнне напружана-дэфармаванага стану ў бетоне пасля водпуску арматуры з пазіцый супраціўлення матэрыялаў неабходны, паколькі ў далейшым на ўстаноўленыя ў бетоне і арматуры напружанні накладваюцца напружанні, выкліканыя знешняй эксплуатацыйнай нагрузкай.

Разлік перадналружаных канструкцый праводзіцца па агульнай методыцы. Формула для вызначэння цэнтра супраціўлення сячэння пры гэтым абагульняецца наступным чынам:

$$x = \frac{\Sigma A_{\text{в}i} E_{\text{в}i} y_i + (1 + \sigma_{01}' / \Delta\sigma_{sp}') A_{sp}' E_{sp}' a + (1 + \sigma_{01} / \Delta\sigma_{sp}) A_{sp} E_{sp} h_0}{\Sigma A_{\text{в}i} E_{\text{в}i} + (1 + \sigma_{01}' / \Delta\sigma_{sp}') A_{sp}' E_{sp}' + (1 + \sigma_{01} / \Delta\sigma_{sp}) A_{sp} E_{sp}}, \tag{5.20}$$

дзе $\Delta\sigma_{sp}$ і $\Delta\sigma_{sp}'$ — прырашчэнні напружанняў у ніжняй і верхняй арматуры ад знешняга эксплуатацыйнага моманту.

У залежнасцях прыбліжэнняў (3.43) і (3.44), паколькі агульная сума падоўжных намаганняў роўная нулю ($N=0$), член перад ε_c пераўтвараецца ў -1. Астатнія асаблівасці разліку перадналружаных канструкцый неістотныя і тлумачацца на прыкладах.

У выпадку змешанага арміравання (выкарыстання акрамя перадналружанай арматуры і звычайнай ненапружанай) цэнтр супраціўлення вызначаецца па залежнасці, якая абагульняе (3.38) і (5.20), г. зн. мае члены для ўліку кожнага стрыжня паасобку. Аналагічна агульная фундаментальная залежнасць сціскання-выгіну павінна ўтрымліваць члены для ўліку кожнага стрыжня, за выключэннем тых выпадкаў, калі магчыма сумяшчэнне стрыжняў (з аднолькавымі модулямі пругкасці і адлегласцямі да падоўжнай восі), якое не вядзе заведама да вялікіх хібнасцей.

Прыклад 16. Для бэлькі Н-3 [8] выкарыстан цяжкі бетон трываласцю 205 кгс/см² ($R_{\text{к}}=240$ кгс/см², $8R_{\text{п}}=328$ кгс/см²) з модулем пругкасці, роўным $3{,}1 \cdot 10^5$ кгс/см², а таксама сталь класа $\text{А}_{\text{т}}$-VI, ніжняя арматура якой мае сячэнне 4,25 см²; папярэдняе напружанне з улікам страт складае 7200 кгс/см²; верхняя арматура мае сячэнне 1,59 см², папярэдняе напружанне складае 7100 кгс/см²; сячэнне бэлькі 15,2×27 см; адлегласць да верхняй арматуры роўная 3 см, ніжняй — 24,5 см; характарыстыка сталі: $\sigma_{0,2}=10790$ кгс/см², $\sigma_u=14200$ кгс/см².

Вызначыць напружанні ў бетоне і арматуры пры знешнім выгінальным моманце 400000 кгс·см, а таксама разбуральны момант бэлькі.

Прымем у першым прыбліжэнні, што пры зададзенай нагрузцы ўсё сячэнне аказваецца сціснутым, і знойдзем момант інерцыі такога сячэння па формуле $bh^3/12$ (25423 см⁴).

Па (5.18) і (5.19) вызначаем напружанні ў арматуры пасля водпуску: $\sigma_{01}=6198$ кгс/см², $\sigma_{01}'=7054$ кгс/см².

Знаходзім дэфармацыі ў бетоне пасля водпуску:
на ўзроўні ніжняй арматуры

$$\varepsilon_{\text{в}}^{\text{н}} = \frac{7200}{19 \cdot 10^5} - \frac{6198}{19 \cdot 10^5} = 5{,}3 \cdot 10^{-4};$$

на ўзроўні верхняй арматуры

$$\varepsilon_{\text{в}}^{\text{в}} = \frac{7100}{19 \cdot 10^5} - \frac{7054}{19 \cdot 10^5} = 0{,}2 \cdot 10^{-4}.$$

Вызначаем фіктыўныя дэфармацыі ад моманту 400000 кгс·см:

$$\varepsilon_{\text{в}}^{\text{ф}} = \frac{400000\,(\pm 12{,}25)}{3{,}1 \cdot 10^5 \cdot 25423} = \pm 6{,}24 \cdot 10^{-4}.$$

Складваючы іх з дэфармацыямі ад абціскання, знойдзем дэфармацыі бетону бэлькі ў першым прыбліжэнні:

на ўзроўні ніжняй арматуры

$$-6{,}24 \cdot 10^{-4} + 5{,}3 \cdot 10^{-4} = -0{,}94 \cdot 10^{-4};$$

на верхняй грані бэлькі

$$6{,}24 \cdot 10^{-4} + 0{,}2 \cdot 10^{-4} = 6{,}44 \cdot 10^{-4}.$$

Па (3.39) вышыня сціснутай зоны

$$c = \frac{6{,}44}{6{,}44 + 0{,}94} \cdot 24{,}5 = 21{,}4 \text{ см}.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы, вызначаем дэфармацыі ў цэнтрах палос, напружанні ў бетоне на (2.26), фактычныя напружанні ў арматуры, якія адпавядаюць дэфармацыям ад моманту; складваючы гэтыя напружанні з напружаннямі ў арматуры пасля водпуску, знаходзім фактычныя напружанні ў арматуры і модулі дэфармацый бетону і арматуры, што адпавядаюць гэтым дэфармацыям (табл. 5.20).

Плошча адной паласы 110 см². Па (5.20) знаходзім цэнтр супраціўлення сячэння:

$$x = \{110\,(8{,}68 + 29{,}1 + 52{,}8) + (1 + (-7054)/1051)\,1{,}59 \cdot 19 \cdot 3 +$$
$$+ (1 + (-6198)/-178)\,4{,}25 \cdot 19 \cdot 24{,}5\}\{110\,(2{,}44 + 2{,}7 + 2{,}97) +$$
$$+ (1 + (-7054)/1051)\,1{,}59 \cdot 19 + (1 + (-6198)/-178)\,4{,}25 \cdot 19\}^{-1} =$$
$$= 22{,}2 \text{ см}.$$

Табліца 5.20

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	3,56	5,53	135	2,44
2	10,7	3,22	87,6	2,72
3	17,8	1,08	32,1	2,97
A'_{sp}	3	5,53	$\frac{1051}{-6003}$	19,0
A_{sp}	24,5	−0,94	$\frac{-178}{-6376}$	19,0

Таблiца 5.21

Пункт разлiку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	3,69	7,9	171	2,16
2	11,08	4,74	120	2,53
3	18,47	1,58	46	2,91
A'_{sp}	3	8,19	$\frac{1556}{-5498}$	19,0
A_{sp}	24,5	—1,0	$\frac{-198}{-6388}$	19,0

Па (3.36) вызначаем размеркаванне намаганняў у сячэнні:

$$M = 110(135 \cdot 17{,}8 + 87 \cdot 10{,}7 + 32 \cdot 3{,}56) - 6003 \cdot 1{,}59(21{,}4 - 3) + 6376 \cdot 4{,}25(24{,}5 - 21{,}4) - (21{,}4 - 22{,}2)(110 \cdot 135 + 110 \cdot 87 + 110 \cdot 32 + 6003 \cdot 1{,}59 - 6376 \cdot 4{,}25) = 281581 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Момант iстотна адрознiваецца ад зададзенага, падоўжныя намаганнi ў бетоне i арматуры (апошнiя дужкi) неўраўнаважаныя. Неабходна рабiць наступнае прыблiжэнне. Знаходзiм дэфармацыю ў цэнтры супрацiўлення:

$$\varepsilon_c = \frac{21{,}4 - 22{,}2}{22{,}2} \cdot 6{,}44 \cdot 10^{-4} \approx -0{,}24 \cdot 10^{-4}.$$

Па (3.43) i (3.44) вызначаем новыя дэфармацыi (для скарачэння запiсу падстаўляем значэннi дэфармацый без указання iх парадку):

$$\varepsilon_в = 6{,}44 + 0{,}24 + (400000/281581 - 1)(6{,}44 + 0{,}24) = 9{,}48;$$

$$\varepsilon_{sp} = -0{,}94 + 0{,}24 + \left(\frac{22{,}2 - 24{,}5}{22{,}2}\right)\left(\frac{400000}{281581} - 1\right)(6{,}44 + 0{,}24) = -1.$$

Сцiснутая зона для гэтых дэфармацый складзе 22,18 см, плошча адной паласы — 114 см². Паўтараем разлiкi i заносiм даныя у табл. 5.21.

Цэнтр супрацiўлення, вызначаны па (5.20), роўны 22 см. Размеркаванне намаганняў пры гэтых дэфармацыях знойдзем па (3.36):

$$M = 114(3158 + 1329 + 169) - 8742 \cdot 19{,}18 + 27149 \cdot 2{,}32 - 0{,}18(38418 - 8742 - 27149) = 425644 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Зробім яшчэ адно прыбліжэнне, для чаго знойдзем дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення ($0{,}077 \cdot 10^{-4}$):

$$\varepsilon_в = 9{,}48 - 0{,}077 + \left(\frac{400000}{425644} - 1\right)(9{,}48 - 0{,}077) = 8{,}83;$$

$$\varepsilon_{sp} = -1 - 0{,}077 + \frac{22 - 24{,}5}{22}\left(\frac{400000}{425644} - \right.$$

$$\left. - 1\right)(9{,}48 - 0{,}077) = -1{,}14.$$

Вышыня сціснутай зоны для гэтых дэфармацый 21,7 см, плошча адной паласы 112 см² (табл. 5.22).

Размеркаванне намаганняў пры гэтых дэфармацыях знойдзем па (3.36): $M = 112(2963 + 1235 + 155) - 8921 \cdot 18{,}7 + 27259 \cdot 2{,}8 - 0 \times \times (35952 - 8920 - 27259) = 397057$ кгс·см. Момант блізка супадае з зададзеным, вышыня сціснутай зоны супала з цэнтрам супраціўлення, намаганні у бетоне і арматуры дастаткова ўраўнаважаны.

Вызначаем па (4.6) максімальнае намаганне, якое можа вытрымаць бетон сціснутай зоны:

$$N^{в}_{max} = \frac{35952}{\frac{4 \cdot 2{,}22}{3{,}1}\left(1 - \frac{2{,}22}{3{,}1}\right)} = 44213 \text{ кгс}.$$

Дэфармацыя ў крайнім валакне пры гэтым намаганні $2 \cdot 205/3{,}1 \cdot 10^5 = 1{,}3 \cdot 10^{-3}$. Вышыню сціснутай зоны пры разбурэнні знойдзем па (4.3). Пакідаем без увагі верхнюю арматуру, а таксама тую акалічнасць, што пры разбурэнні бетон мае модуль дэфармацыі, што адрозніваецца ад модуля пругкасці. Гэтыя недакладнасці не аказваюць значнага ўплыву на велічыню сціснутай зоны па (4.3). Цэнтр супраціўлення па (4.3) роўны 7,55 см. Вышыня сціснутай зоны па (5.2)

Табліца 5.22

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	3,61	7,36	164	2,22
2	10,84	4,41	114	2,58
3	18,07	1,47	43	2,92
A'_{sp}	3	7,6	$\frac{1444}{-5610}$	19,0
A_{sp}	24,5	−1,14	$\frac{-216}{-6414}$	19,0

$$c = 7,55 + (21,7 - 7,55)\frac{3,1 - 2,2}{1,55} \approx 15,6 \text{ см.}$$

Гэтай вышыні сціснутай зоны і дэфармацыям у крайняй фібры адпавядаюць дэфармацыі ў ніжняй арматуры:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{15,6 - 24,5}{15,6} \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = -7,43 \cdot 10^{-4}.$$

Такім дэфармацыям адпавядаюць напружанні —1411 кгс/см². Складваючы іх з напружаннямі ў арматуры да водпуску, знойдзем фактычныя напружанні ў арматуры пры разбурэнні бетону сціснутай зоны: —1411—7054=—8465 кгс/см². Напружанні адпавядаюць пругкай рабоце сталі; такім чынам, падрэзкі сціснутай зоны не будзе. Пакідаем без увагі ўплыў верхняй арматуры на работу бетону сціснутай зоны, паколькі яе сячэнне невялікае. Максімальны разбуральны момант бэлькі $M_{max} = 44213 \times 0,666 \cdot 15,6 + \left(-7100 + \frac{12,6}{15,6} \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} \cdot 19 \cdot 10^{5}\right) 1,59 \cdot 12,6 + 8465 \times 4,25 (24,5 - 15,6) = 677270$ кгс·см. Эксперыментальны разбуральны момант роўны 748000 кгс·см. Розніца складае 10%. Вышыні сціснутай зоны пры разбурэнні ў эксперыменце і ў разліку блізка супадаюць.

Прыклад 17. Для бэлькі Н-5 [8] выкарыстаны цяжкі бетон трываласцю 678 кгс/см² ($R_к = 931$ кгс/см², $8R_п = 1085$ кгс/см²) з модулем пругкасці, роўным $4,62 \cdot 10^5$ кгс/см²; сячэнне бэлькі 15,5×27 см; адлегласць да верхняй арматуры 3 см, да ніжняй — 24 см; выкарыстана сталь класа A-VI з характарыстыкамі $\sigma_{0,2} = 10880$ кгс/см², $\sigma_u = 14630$ кгс/см²; сячэнне верхняй арматуры 1,59 см², пераднапружанне 7100 кгс/см²; сячэнне ніжняй арматуры 4,25 см², пераднапружанне 7200 кгс/см²; страты пераднапружання ўлічаны.

Вызначыць напружанні і дэфармацыі ў бетоне і арматуры пры эксплуатацыйным выгінальным моманце 700000 кгс·см, а таксама разбуральны момант бэлькі.

Прымем у першым прыбліжэнні (з улікам таго, што выкарыстоўваецца высокатрывалы бетон), што пры зададзенай нагрузцы вышыня сціснутай зоны роўная 15 см, і знойдзем момант інерцыі такога сячэння:

$$I = 15,5 \cdot 15 \cdot 7,5^2 + 4,25 \cdot \frac{19}{4,62} \cdot 9^2 \approx 14555 \text{ см}^4.$$

Па (5.18) і (5.19) вызначаем напружанні ў арматуры пасля водпуску:

$$\sigma_{01} = 6416 \text{ кгс/см}^2; \; \sigma'_{01} = 7023 \text{ кгс/см}^2.$$

Знаходзім дэфармацыі бетону пасля водпуску пераднапружання:

на верхняй грані бэлькі

$$\varepsilon_в^в = \frac{7100}{19\cdot10^5} - \frac{7023}{19\cdot10^5} = 0,4\cdot10^{-4};$$

на ўзроўні ніжняй арматуры

$$\varepsilon_в^н = \frac{7200}{19\cdot10^5} - \frac{6416}{19\cdot10^5} = 4\cdot10^{-4}.$$

Вызначаем фіктыўныя дэфармацыі ад моманту 700000 кгс·см:

$$\varepsilon_в^ф = \frac{700000\,(\pm 12)}{4,62\cdot10^5\cdot14555} = \pm\,12,5\cdot10^{-4}.$$

Складваючы гэтыя дэфармацыі з дэфармацыямі ад абціскання, знойдзем у першым прыбліжэнні:

на ўзроўні ніжняй арматуры

$$\varepsilon_{sp} = -\,12,5\cdot10^{-4} + 4,1\cdot10^{-4} = -\,8,4\cdot10^{-4};$$

на верхняй грані бэлькі

$$\varepsilon_в = -\,12,5\cdot10^{-4} - 0,4\cdot10^{-4} \approx -\,13\cdot10^{-4}.$$

Па (3.39) вызначаем вышыню сціснутай зоны:

$$c = \frac{13}{13+8,4}\cdot24 = 14,6\ см.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы, вызначаем дэфармацыі ў цэнтры палос, напружанні ў бетоне па (2.26), напружанні ў арматуры, якія адпавядаюць дэфармацыям ад знешняга моманту, складваем гэтыя напружанні з напружаннямі пасля водпуску, вызначаем модулі дэфармацый бетону і сталі (табл. 5.23).

Плошча адной паласы роўная 73,9 см². Па (5.20) знаходзім

Табліца 5.23

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot10^4$	σ_1, кгс/см²	$E\cdot10^{-5}$, кгс/см²
1	2,43	10,8	407	3,76
2	7,29	6,5	267	4,1
3	12,16	2,17	96	4,42
A'_{sp}	3	10,3	$\frac{1957}{-5006}$	19,0
A_{sp}	24	—8,4	$\frac{-1590}{-8006}$	19,0

цэнтр супраціўлення сячэння. Ён роўны 13,2 см. Вызначаем дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c = \frac{(14,6 - 13,2)\,13\cdot 10^{-4}}{14,6} = 1,2\cdot 10^{-4}.$$

Па (3.36) устанаўліваем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 73,9(4949+1946+233) - 8055\cdot 11,6 + 34025\cdot 9,4 - 1,34(56903 - 8055 - 34025) = 733290$ кгс·см. Нягледзячы на тое што момант даволі блізка супадае з зададзеным, дэфармацыі ў сячэнні не адпавядаюць сапраўдным, паколькі намаганні ў бетоне і арматуры не ўраўнаважаны (сума напружанняў у апошніх дужках роўная 14823 кгс). Неабходна рабіць наступнае прыбліжэнне.

Па (3.43) і (3.44) знаходзім новыя дэфармацыі (для скарачэння запісу падстаўляем значэнні дэфармацый без указання іх парадку):

$$\varepsilon_в = 13,0 - 1,2 + \left(\frac{700000}{733290} - 1\right)(13,0 - 1,2) = 11,27;$$

$$\varepsilon_{sp} = -8,4 - 1,2 + \frac{13,2 - 24}{13,2} \times$$

$$\times \left(\frac{700000}{733290} - 1\right)(13 - 1,2) = -9,13.$$

Па (3.39) знаходзім новую вышыню сціснутай зоны. Яна роўная 13,26 см. Паўтараем усе разлікі (табл. 5.24).

Па (5.20) знаходзім цэнтр супраціўлення. Ён роўны 12,99 см. Па (3.36) устанаўліваем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 67,2(4022+1558+183) - 8532\cdot 10,26 + 34633\cdot 10,7 - 0,26 \times (45830 - 8532 - 34633) = 669614$ кгс·см.

Відаць, што цяпер намаганні ў бетоне і арматуры больш ураўнаважаныя, але момант стаў меншы, чым зададзены. Мэтазгодна зрабіць яшчэ адно прыбліжэнне, паўтарыўшы ўсе папярэднія разлікі (табл. 5.25).

Табліца 5.24

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon\cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E\cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	2,21	9,39	364	3,87
2	6,63	5,63	235	4,17
3	11,05	1,87	83	4,43
A'_{sp}	3	8,72	$\frac{1657}{-5366}$	19,0
A_{sp}	24	−9,13	$\frac{-1734}{-8149}$	19,0

Табліца 5.25

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	2,16	9,62	371	3,85
2	6,49	5,77	240	4,16
3	10,82	1,93	86	4,45
A'_{sp}	3	8,87	$\frac{1676}{-5347}$	19,0
A_{sp}	24	—9,77	$\frac{-1856}{-8272}$	19,0

Дэфармацыя ў ніжняй арматуры, знойдзеная па (3.43), роўная $11{,}54 \cdot 10^{-4}$, дэфармацыя ў крайняй фібры, знойдзеная па (3.44), роўная $-9{,}77 \cdot 10^{-4}$. Вышыня сціснутай зоны для гэтых дэфармацый 13,0 см. Вышыня адной паласы тады 4,33 см, плошча 65,8 см².

Цэнтр супраціўлення, вызначаны па (5.20), складае 12,77 см; дэфармацыя ў гэтым цэнтры — $0{,}204 \cdot 10^{-4}$.

Знойдзем па (3.36) намаганні ў сячэнні: $M = 65{,}8(4014+1557+$ $+185)-8501 \cdot 10+35156 \cdot 11-0{,}23(45862-8501-35156)=679943$ кгс·см. Атрыманы момант адрозніваецца ад зададзенага на 3%, неўраўнаважанасць намаганняў (адносіны розніцы намаганняў ў бетоне і арматуры да намагання сціскання у бетоне) складае менш чым 5%. Для практычных мэта такая дакладнасць наогул з'яўляецца дастатковай. Калі ж зрабіць яшчэ адно прыбліжэнне, паўтарыўшы ўсе разлікі, то момант будзе адрознівацца ад зададзенага на 2%, неўраўнаважанасць складзе каля 3%. Модуль дэфармацый у крайняй паласе будзе роўны $3{,}84 \cdot 10^5$ кгс/см², вышыня сціснутай зоны — 12,76 см, намаганне сціскання ў бетоне — 45534 кгс.

Па (4.5) вызначым максімальнае намаганне, якое можа вытрымаць сціснутая зона пры ўмоўнай адсутнасці яе падрэзкі пры пластычнай рабоце расцягнутай ніжняй арматуры:

$$N^{\text{в}}_{\max} = \frac{45534}{\frac{4 \cdot 3{,}84}{4{,}62}\left(1 - \frac{3{,}84}{4{,}62}\right)} = 81121 \text{ кгс.}$$

Апускаючы тлумачэнні, дадзеныя ў папярэднім прыкладзе, вызначым па (4.3) умоўную вышыню сціснутай зоны пры разбурэнні. Яна роўная 3,6 см. Фактычная вышыня сціснутай зоны пры разбурэнні, згодна з [5.2],

$$c = 3{,}6 + (12{,}76 - 3{,}6)\,\frac{4{,}62 - 3{,}84}{2{,}31} \approx 6{,}65 \text{ см.}$$

Дэфармацыя ў крайняй фібры бетону пры гэтым $2 \cdot 678/4{,}62 \cdot 10^5 = 2{,}93 \cdot 10^{-3}$. Дэфармацыя прырашчэння ў ніжняй арматуры

$$\Delta\varepsilon = \frac{6{,}65 - 24}{6{,}65} \cdot 2{,}93 \cdot 10^{-3} = -7{,}64 \cdot 10^{-3}.$$

Гэтым дэфармацыям адпавядаюць напружанні —14521 кгс/см². Складваючы гэтыя напружанні з напружаннямі ў арматуры да водпуску, атрымаем —21721 кгс/см², што значна больш, чым велічыня $\sigma_{0,2} = 10880$ кгс/см². Такім чынам, неабходны карэкціроўка вышыні сціснутай зоны і знаходжанне фактычных напружанняў у арматуры пры страце здольнасці супраціўлення бэлькі. Знойдзем дэфармацыю, што адпавядае фіктыўным напружанням 21721 кгс/см². Яна роўная $21721/19 \cdot 10^5 = -1{,}14 \cdot 10^{-2}$. На дыяграме $\sigma - \varepsilon$ (пры адсутнасці фактычнай дыяграмы па характарыстыках сталі R_s і R_{sn} можна пабудаваць прыбліжаную па методыцы з параграфа 6.3) вызначаем, што гэтым дэфармацыям адпавядаюць напружанні, роўныя прыкладна 11250 кгс/см². Канчаткова здольнасць супраціўлення бэлькі

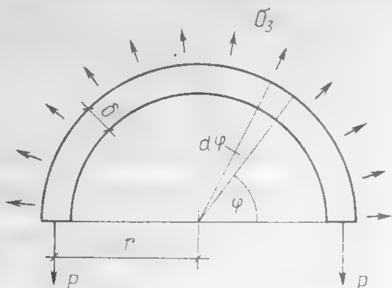
$$M_{\max} = 81121 \cdot 0{,}666 \cdot 6{,}65 \cdot \frac{11250}{21721} + \left(-7100 + \frac{3{,}65}{6{,}65} \cdot 2{,}93 \cdot 10^{-3} \cdot 19 \cdot 10^5\right) \cdot 1{,}59 \cdot 3{,}65 + 11250 \cdot 4{,}25 \left(24 - 6{,}65 \cdot \frac{11250}{21721}\right) = 1145430 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Эксперыментальны разбуральны момант роўны 1078000 кгс·см. Розніца складае 6%. Вышыня сціснутай зоны ў эксперыментах таксама блізка супадае з разлічанай.

5.5. РАЗЛІК УСКОСНА-АРМІРАВАНЫХ ЭЛЕМЕНТАЎ

Ускосным называюць арміраванне, якое ўстанаўліваецца для таго, каб паменшыць папярочныя дэфармацыі бетону. У выпадку, калі бетон знаходзіцца ў складаным напружаным стане, дзе адрозненне паміж падоўжнымі і папярочнымі дэфармацыямі трацiць сэнс, падоўжнае і папярочнае (ускоснае) арміраванні таксама нельга дакладна адрозніць. Для стрыжнявых падоўжна-сціснутых элементаў ускоснае арміраванне выступае ў выглядзе розных абойм, абалонак, спіралей і сетак. Ствараючы перашкоду для папярочных дэфармацый бетону, адчуваючы ціск з яго боку, арматурныя элементы аказваюць рэактыўны ціск на бетон. Апошні, такім чынам, знаходзіцца ў трохвосева-сціснутым стане; яго трываласць пры гэтым істотна ўзрастае. На практыцы ўскоснае арміраванне звычайна прымяняюць тады, калі з архітэктурных, тэхналагічных і іншых меркаванняў у калон, стоек і

да іх падобных канструкцый нельга павялічыць ні марку бетону, ні сячэнне канструкцыі. З тэхнічнага боку канструкцыі з абалонкамі і абоймамі ўяўляюць часцей за ўсё так званы трубабетон, г. зн. трубу, запоўненую зацвярдзелым бетонам; труба пры гэтым выконвае таксама і ролю падоўжнай арматуры. Спіраль — гэта, як правіла, высокатрывалы дрот, які навіваецца з тым ці іншым нацягам на элементы круглага сячэння. Сеткамі арміруюць сячэнні прамавугольных форм, у асноўным з мэтай узмацніць кан-



Рыс. 40. Да разліку ўскоснаарміраваных элементаў

цавыя ўчасткі канструкцыі, дзе з-за нераўнамернай перадачы нагрузак сціскання могуць узнікнуць напружанні расцяжэння ў папярочным напрамку.

Асноўную разліковую залежнасць ускоснага арміравання выведзем для трубабетоннага элемента. Тады выпадкі арміравання спіраллю і сеткамі будуць прыватнымі выпадкамі трубабетону. З умовы раўнавагі вынікае (рыс. 40):

$$2P = 2b \int_0^{\pi/2} \sigma_3 r \sin\varphi d\varphi; \; P = \sigma_3 br, \tag{5.21}$$

дзе P — намаганне ў кальцы трубы шырынёй $b = 1$ см; σ_3 — радыяльнае напружанне ў бетоне.

З другога боку,

$$P = \sigma_{sw}\delta b, \tag{5.22}$$

дзе δ — таўшчыня сценкі трубы.

Улічваючы, што кальцавыя (ε_{sw}) і радыяльныя (ε_3) дэфармацыі ў цыліндры, нагружаным восевай сілай, роўныя, папярэднюю ўмову можна перапісаць так:

$$P = \varepsilon_{sw}E_{sw}\delta b = \varepsilon_3 E_{sw}\delta b. \tag{5.23}$$

Прыраўноўваючы P па (5.22) і (5.23), атрымаем умову для выражэння папярочных дэфармацый для трубабетонных элементаў:

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3 r}{E_{sw}\delta}. \tag{5.24}$$

Для элементаў, арміраваных спіраллю ці сеткамі, папярочныя дэфармацыі на ўзроўні спіраляў і сетак будуць роўныя

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3 rb}{E_{sw}A_{sw}} \qquad (b = 1), \tag{5.25}$$

дзе A_{sw} — плошча сячэння вітка спіралі ці аднаго эфектыўнага стрыжня сеткі $A^{э}_{sw}$ (залежнасць вызначэння $A^{э}_{sw}$ для сетак дадзена ў прыкладзе 23).

Прыраўноўваючы дэфармацыю ε_3 па (5.26) да дэфармацыі ε_3 па (2.20), атрымаем асноўнае ўраўненне для знаходжання папярочных напружанняў σ_3:

$$\frac{(8R_п + 4\varphi\sigma_3)\sigma_3}{8R_п E_{в.о} + 4\varphi\sigma_3 E_0 - \varepsilon_1 E^2_{в.о}\beta} - q_0\varepsilon_1^2 = -\frac{rb\sigma_3}{E_{sw}A_{sw}}. \tag{5.26}$$

Рашаючы (5.26) адносна σ_3, атрымаем

$$(4\varphi E_{sw}A_{sw} + 4\varphi rbE_{в.о})\,\sigma_3^2 + (8R_п E_{sw}A_{sw} - 4\varphi q_0\varepsilon_1^2 E_{в.о}E_{sw}A_{sw} +$$

$$+ 8R_п brE_{в.о} - rbE^2_{в.о}\beta\varepsilon_1)\,\sigma_3 - 8R_п q_0\varepsilon_1^2 E_{в.о}E_{sw}A_{sw} +$$

$$+ q_0\varepsilon_1^3 E^2_{в.о}\beta E_{sw}A_{sw} = 0, \tag{5.27}$$

дзе β і 4φ — канстанты дэфармацыйнага крытэрыя, роўныя для зоны *б* адпаведна 0,4 і 6,4 (пры $R_р = 0{,}1R_c$); $8R_п$ — трываласная характарыстыка бетону, роўная для зоны *б* 1,6 R_c; q_0 — модуль дылатансіі па (2.24); E_{sw} — пругкапластычны модуль дэфармацыі сталі (спосаб яго вызначэння дадзены ў прыкладах); $E_{в.о}$ — пругкі, пачатковы модуль пругкасці бетону; ε_1 — падоўжная дэфармацыя элемента.

5.5.1. Разлік трубабетону

На работу трубабетону і асабліва канцавых яго ўчасткаў уплывае спосаб яго загружэння: толькі праз бетоннае ядро, толькі праз трубу ці праз трубу і ядро адначасова. Нягледзячы на тое што трубабетонныя канструкцыі загружаюцца праз агалоўнікі на канцавых участках труб, дзякуючы сілам трэння паміж трубой і ядром намаганні на даволі блізкай адлегласці ад агалоўніка перадаюцца на бетон, так што ў разліках, арыентаваных на праектную практыку, можна прыняць роўнасць падоўжных дэфармацый бетону і сценак трубы. Трубабетонныя элементы ўяўляюць сабой статычна невызначальную сістэму, якая складаецца з бетоннага ядра і металічнай абоймы, прычым модулі дэфармацый і каэфіцыенты папярочнай дэфармацыі бетону і сталі пастаянна мяняюцца.

З эксперыментаў вядома, што на пачатковых ступенях нагружэння папярочныя дэфармацыі трубы апярэджваюць папярочныя дэфармацыі бетоннага ядра. Калі пакінуць без увагі напру-

жанні ў сценцы трубы ў напрамку яе радыуса, то можна дапусціць, што напружаны стан у сценцы блізкі да сціску-расцяжэння, больш дакладна, сціск мае месца ў падоўжным напрамку элемента, расцяжэнне — у кальцавым. Аднак з-за вышэйпералічаных акалічнасцей вызначыць дакладна напружаны стан у трубе немагчыма. Таму дапусцім, што труба не ўспрымае падоўжнае намаганне, г. зн. працуе толькі як абойма. Фізічным абгрунтаваннем гэтага дапушчэння можа служыць рэзкае папярочнае расшырэнне бетону ў момант страты здольнасці супраціўлення, такое ж рэзкае нарастанне кальцавых дэфармацый трубы і выкліканае імі падоўжнае скарачэнне трубы, якое разгрузіць трубу ад восевых падоўжных напружанняў. У рабоце [19], дзе была аблічана вялікая колькасць эксперыментальных даных розных аўтараў, а таксама былі пастаўлены спецыяльныя доследы, гіпотэза работы трубы толькі як абоймы нашла добрае пацвярджэнне. Умова (5.27) для трубабетону справядлівая толькі дзякуючы гэтай гіпотэзе.

Найбольш поўна работа трубабетону вывучана доктарам тэхнічных навук прафесарам Л. К. Лукшам. У яго працах прыведзены залежнасці, справядлівыя як для танкасценнага, так і для таўстасценнага трубабетону, улічваючца розныя выпадкі загружэння [20].

Прыклад 18. Для трубабетону 3-1 [21] выкарыстаны цяжкі бетон трываласцю 161 кгс/см^2, радыус трубы 13,13 см, сталь трубы $\sigma_п = 3040$ кгс/см^2, таўшчыня трубы 0,86 см.

Вызначыць максімальную разбуральную нагрузку.

Модуль пругкасці бетону, вызначаны па формуле Роша, роўны $2{,}8\cdot 10^5$ кгс/см^2; модуль дылатансіі, знойдзены па (2.24),— 950; плошча сячэння ядра $\pi(13{,}13—0{,}43)^2 = 506$ см^2; $8R_п = 258$ кгс/см^2.

Выбар паслядоўнасці росту велічынь падоўжнай дэфармацыі ε_1 у залежнасці ад назначэння разліку можа быць розным.

Пачнем разлік з дэфармацыі $2\cdot 10^{-3}$. Першае прыбліжэнне — пругкая работа трубы. Тады $A_{sw}E_{sw} = 0{,}86\cdot 2\cdot 10^6 = 1{,}72\cdot 10^6$ кгс. Падстаўляем зыходныя даныя ў залежнасць (5.27):

$$(6{,}4\cdot 1{,}72\cdot 10^6 + 6{,}4\cdot 13{,}13\cdot 2{,}8\cdot 10^6)\,\sigma_3^2 + [258\cdot 1{,}72\cdot 10^6 —$$

$$— 6{,}4\cdot 950\,(2\cdot 10^6)^2\cdot 2{,}8\cdot 10^5\cdot 1{,}72\cdot 10^6 + 13{,}13\cdot 258\cdot 2{,}8\cdot 10^5 —$$

$$— 13{,}13\,(2{,}8\cdot 10^5)^2\cdot 0{,}4\cdot 2\cdot 10^{-3}]\,\sigma_3 — 950\,(2\cdot 10^{-3})^2\cdot 258\cdot 2{,}8\cdot 10^5 \times$$

$$\times\, 1{,}72\cdot 10^6 + 950\,(2\cdot 10^{-3})^3\,(2{,}8\cdot 10^5)^2\cdot 0{,}4\cdot 1{,}72\cdot 10^6 = 0.$$

Рашаючы гэта ўраўненне, знойдзем $\sigma_3 = 328$ кгс/см^2. Правяраем, ці працуе пры гэтым труба ў пругкай стадыі:

$$\varepsilon_3 = 328\cdot 13{,}13/(1{,}72\cdot 10^6) = 2{,}5\cdot 10^{-3}.$$

Гэтым дэфармацыям адпавядаюць фіктыўныя напружанні,

роўныя $2{,}5\cdot10^{-3}\cdot2{,}0\cdot10^6=5017$ кгс/см². Такім чынам, труба пры такой падоўжнай дэфармацыі працуе ў пластычнай стадыі. Модуль дэфармацыі сталі пры гэтым роўны $3040/(2{,}5\cdot10^{-3})=1{,}21\cdot10^6$. Неабходна зрабіць яшчэ адно прыбліжэнне пры $A_{sw}E_{sw}=1{,}21\cdot10^6\cdot0{,}83=1{,}04\cdot10^6$ кгс. Уносім усе даныя ў (5.27) і вызначаем нанава σ_3: $\varepsilon_1=2\cdot10^{-3}$, $A_{sw}E_{sw}=1{,}04\cdot10^6$, $(6{,}7+23{,}5)\sigma_3^2+(268-7081+944-823)\sigma_3-286157+248446=0$, адкуль $\sigma_3=227$ кгс/см².

Па (2.26) вызначаем падоўжныя напружанні ў бетонным ядры

$$\sigma_1=\frac{2\cdot10^{-3}\cdot2{,}8\cdot10^5(258\cdot6{,}4\cdot227-0{,}4\cdot2\cdot10^{-3}\cdot2{,}8\cdot10^5)}{258\cdot6{,}4\cdot227}=$$
$$=487 \text{ кгс/см}^2.$$

Узор пры гэтай дэфармацыі нясе нагрузку, роўную $487\cdot506=246500$ кгс.

Робім аналагічны разлік пры дэфармацыі $2{,}5\cdot10^{-3}$ і $A_{sw}E_{sw}=1{,}04\cdot10^6$ кгс: $30{,}2\sigma_3^2+(268-11065+944-1029)\sigma_3-446082+484120=0$, адкуль фіктыўныя напружанні складаюць 366 кгс/см². Дэфармацыя пры гэтым $366\cdot13{,}13/(1{,}04\cdot10^6)=4{,}5\times10^{-3}$. Фіктыўныя напружанні ў трубе $4{,}5\cdot10^{-3}\cdot2{,}0\cdot10^6=8674$ кгс/см². Модуль дэфармацыі сталі, які адпавядае дэфармацыі $4{,}5\cdot10^{-3}$, роўны $3040/(4{,}5\cdot10^{-3})=0{,}66\cdot10^6$ кгс/см²; $E_{sw}A_{sw}=0{,}57\cdot10^6$ кгс. Робім разлік пры дэфармацыях $2{,}5\cdot10^{-3}$ і $A_{sw}E_{sw}=0{,}57\cdot10^{-6}$ кгс: $(3{,}66+23{,}5)\sigma_3^2+(147-6064+944-1029)\sigma_3-244487+265335=0$, адкуль $\sigma_3=217$ кгс/см². Падоўжныя напружанні ў ядры, вызначаныя па (2.26), складаюць 581 кгс/см². Намаганні ва ўзоры пры гэтым роўныя 294,2 тс.

Назначаем дэфармацыю $3\cdot10^{-3}$ і робім разлік пры $E_{sw}A_{sw}=0{,}57\cdot10^6$ кгс: $27{,}1\sigma_3^2+(147-8733+944-1235)\sigma_3-352061+458498=0$, адкуль $\sigma_3=315$ кгс/см². Дэфармацыя пры гэтым $315\cdot13{,}13/(0{,}57\cdot10^6)=7{,}25\cdot10^{-3}$, што адпавядае модулю дэфармацыі $3040/(7{,}25\cdot10^{-3})=0{,}42\cdot10^6$ кгс/см². Робім разлік пры $\varepsilon_1=3\cdot10^{-3}$ і $A_{sw}E_{sw}=0{,}36\cdot10^6$ кгс: $(2{,}3+23{,}5)\sigma_3^2+(92{,}9-5515+944-1235)\sigma_3-222354+289570=0$, адкуль $\sigma_3=208$ кгс/см². Напружанні ў падоўжным напрамку, вызначаныя па (2.26), складаюць 663 кгс/см². Намаганні ва ўзоры роўныя 335,5 тс.

Назначаем дэфармацыю $4\cdot10^{-4}$ і робім разлік пры папярэдняй характарыстыцы сталі трубы, г. зн. пры $0{,}36\cdot10^6$ кгс: $25{,}8\sigma_3^2+(92{,}9-9805+944-1647)\sigma_3-395297+686407=0$, адкуль $\sigma_3=373$ кгс/см². Дэфармацыя пры гэтым $1{,}36\cdot10^{-2}$, модуль дэфармацыі сталі трубы $0{,}223\cdot10^6$ кгс/см². Новая характарыстыка трубы $A_{sw}E_{sw}=0{,}185\cdot10^6$ кгс.

Паўтараем разлік для дэфармацыі $4\cdot10^{-3}$ і новай характарыстыкі трубы: $(1{,}18+23{,}5)\sigma_3^2+(47{,}7-5039+944-1647)\sigma_3-203138+352737=0$, адкуль $\sigma_3=200$ кгс/см², σ_1 па (2.26) роўнае 794 кгс/см², намаганне ва ўзоры 401,9 тс.

Назначаем дэфармацыю $5\cdot 10^{-3}$ і робім разлік пры папярэдняй характарыстыцы трубы: $24{,}68\sigma_3^2+(47{,}7-7873+944-2058)\sigma_3-317404+688940=0$, адкуль $\sigma_3=266$ кгс/см², $\varepsilon_3=1{,}89\cdot 10^{-2}$, $E_{sw}=0{,}16\cdot 10^6$ кгс/см², $E_{sw}A_{sw}=0{,}133\cdot 10^6$ кгс.

Паўтараем разлік для дэфармацыі $5\cdot 10^{-3}$ і новай характарыстыкі трубы: $(0{,}85+23{,}5)\sigma_3^2+(34{,}3-5664+944-2058)\sigma_3-228348+495640=0$, адкуль $\sigma_3=229$ кгс/см². Падоўжныя напружанні па (2.26) роўныя 945 кгс/см². Намаганне ва ўзоры 478,16 тс.

Назначаем дэфармацыю $6\cdot 10^{-3}$ і робім разлік пры папярэдняй характарыстыцы трубы: $24{,}3\sigma_3^2+(34{,}3-8151+944-2470)\sigma_3-328590+855864=0$, адкуль $\sigma_3=330$ кгс/см². Папярочная дэфармацыя пры гэтым $\varepsilon_3=3{,}26\cdot 10^{-3}$. Модуль дэфармацыі сталі 0,093 кгс/см². Новая характарыстыка трубы $0{,}077\cdot 10^6$ кгс.

Паўтараем разлік для $\varepsilon_1=6\cdot 10^{-3}$ і $A_{sw}E_{sw}=0{,}077\cdot 10^6$ кгс: $(0{,}49+23{,}5)\sigma_3^2+(19{,}8-4719+944-2470)\sigma_3-190266+495578=0$, адкуль $\sigma_3=193$ кгс/см². Падоўжныя напружанні пры гэтым 926 кгс/см², падоўжная сіла 468,73 тс.

Бачым, што нагрузка знізілася ў параўнанні з нагрузкай пры дэфармацыі $5\cdot 10^{-3}$. Такім чынам, максімальная разбуральная нагрузка вызначана. Эксперыментальная разбуральная сіла была роўная 480 тс. Розніца складае менш за 1%. Дэфармацыя, што адпавядае намаганню 478,16 тс, таксама вельмі блізка супадае з эксперыментальнай.

Прыклад 19. Для узора № 8 [22] выкарыстаны цяжкі бетон кубікавай трываласці 400 кгс/см², прызменнай 280 кгс/см², з модулем пругкасці, вызначаным па формуле Роша, роўным $3{,}78\times 10^5$ кгс/см². Дыяметр бетоннага ядра 61,8 см, плошча сячэння 3000 см² Труба зроблена са сталі Ст.3 з $\sigma_ц=2450$ кгс/см² таўшчынёй 0,6 см.

Вызначыць максімальную нагрузку на ўзор.

Трываласная характарыстыка бетону $8R_п=448$ кгс/см², модуль дылатансіі па (2.24) роўны 742.

Вызначым намаганне на ўзор пры $\varepsilon_1=1{,}5\cdot 10^{-3}$, $A_{sw}E_{sw}=0{,}6\cdot 2\cdot 10^6=1{,}2\cdot 10^6$ кгс. Падстаўляем зыходныя даныя ў (5.27): $(6{,}4\cdot 1{,}2\cdot 10^6+6{,}4\cdot 3{,}78\cdot 10^5)\sigma_3^2+[448\cdot 1{,}2\cdot 10^6-6{,}4\cdot 742(1{,}5\cdot 10^{-3})^2\times 3{,}78\cdot 10^5\cdot 1{,}2\cdot 10^6+31{,}5\cdot 448\cdot 3{,}78\cdot 10^5-31{,}5(3{,}78\cdot 10^5)^2\cdot 0{,}4\times 1{,}5\cdot 10^{-3}]\sigma_3-742(1{,}5\cdot 10^{-3})^2 448\cdot 3{,}78\cdot 10^5\cdot 1{,}2\cdot 10^6+742(1{,}5\times 10^{-3})^3\cdot(3{,}78\cdot 10^5)^2\cdot 0{,}4\cdot 1{,}2\cdot 10^6=0$, адкуль $\sigma_3=56{,}5$ кгс/см². Вызначаем дэфармацыі, адпаведныя гэтым напружанням: $\varepsilon_3=31{,}5\cdot 56{,}5/(1{,}2\cdot 10^6)=1{,}46\cdot 10^{-3}$. Гэтым дэфармацыям адпавядаюць фіктыўныя напружанні, роўныя $1{,}46\cdot 10^{-3}\cdot 2\cdot 10^6=2922$ кгс/см², што больш чым $\sigma_ц$. Вызначаем новы модуль дэфармацыі сталі: $2450/(1{,}46\cdot 10^{-3})=1{,}67\cdot 10^6$ кгс/см²; $A_{sw}E_{sw}=1{,}67\cdot 10^6\cdot 0{,}6=1\cdot 10^6$ кгс.

Знаходзім нанава папярочныя напружанні пры той жа падоўжнай дэфармацыі і пры новай характарыстыцы $A_{sw}E_{sw}$: $(6{,}4+75)\sigma_3^2 + (448-4038+5249-2657)\sigma_3-282719+143126=0$, адкуль $\sigma_3=48$ кгс/см². Падоўжныя напружанні па (2.26).

$$\sigma_1 = \frac{567\,(755-226{,}8)}{755} = 396{,}6 \text{ кгс/см}^2.$$

Падоўжнае намаганне на ўзор $396{,}6\cdot 3000=118980$ кгс.

Вызначым папярочныя напружанні пры падоўжнай дэфармацыі $2\cdot 10^{-3}$ і папярэдняй характарыстыцы трубы $1\cdot 10^6$ кгс. Падстаўляем даныя ва ўмову (5.27): $81{,}4\sigma_3^2+(448-5885+5249-3543)\sigma_3-502612+339263=0$, адкуль $\sigma_3=73{,}2$ кгс/см². Папярочная дэфармацыя пры гэтым $31{,}5\cdot 73{,}2/(1\cdot 10^6)=2{,}27\cdot 10^{-3}$. Новы модуль дэфармацыі сталі трубы $2450/(2{,}27\cdot 10^{-3})=1{,}08\times10^6$, новая характарыстыка трубы $0{,}65\cdot 10^6$ кгс.

Вызначым папярочныя напружанні пры той жа падоўжнай дэфармацыі і новай характарыстыцы трубы: $(4{,}14+75)\sigma_3^2+(291-3825+5249-3549)\sigma_3-926696+220520=0$, адкуль $\sigma_3=49{,}9$ кгс/см². Падоўжныя напружанні ў бетоне пры гэтым роўныя па (2.26) 458 кгс/см².

Вызначым напружанні пры дэфармацыі $2{,}5\cdot 10^{-3}$ і $A_{sw}E_{sw}=0{,}65\cdot 10^6$ кгс. Падстаўляем зыходныя даныя ў (5.27): $79{,}1\sigma_3^2+(291-7292+5249-4429)\sigma_3-510466+430705=0$, адкуль $\sigma_3=89{,}4$ кгс/см². Папярочныя дэфармацыі пры гэтым $4{,}26\cdot 10^{-3}$. Новы модуль дэфармацыі бетону $0{,}57\cdot 10^6$ кгс/см², новая характарыстыка трубы $0{,}34\cdot 10^6$ кгс.

Вызначаем напружанні ў бетоне пры $\varepsilon_1=2{,}5\cdot 10^{-3}$ і $E_{sw}A_{sw}=0{,}34\cdot 10^6$ кгс: $(2{,}2+75)\sigma_3^2+(152-3814+5249-4429)\sigma_3-268666+226686=0$, адкуль $\sigma_3=48{,}1$ кгс/см². Падоўжныя напружанні 472,5 кгс/см². Намаганне ва ўзоры 1417,5 тс.

Зробім разлік пры $\varepsilon_1=3\cdot 10^{-3}$ і $E_{sw}A_{sw}=0{,}34\cdot 10^6$ кгс: $77{,}2\sigma_3^2+(152-5493+5249-5315)\sigma_3-384498+389305=0$, адкуль $\sigma_3=69{,}1$ кгс/см². Дэфармацыя, што адпавядае гэтым напружанням, роўная $6{,}3\cdot 10^{-3}$. Модуль дэфармацыі сталі $0{,}38\cdot 10^6$ кгс/см², новая характарыстыка трубы $0{,}23\cdot 10^6$ кгс.

Падставіўшы ранейшую дэфармацыю $3\cdot 10^{-3}$ і новую характарыстыку трубы ў (5.27), знойдзем, што $\sigma_3=47{,}45$ кгс/см². Падоўжныя напружанні па (2.26) 449 кгс/см². Намаганне на ўзор 1347 тс, што менш, чым намаганні пры дэфармацыі $2{,}5\cdot 10^{-3}$. Такім чынам, максімальнае (разбуральнае) намаганне вызначана 1417,5 тс. Эксперыментальнае максімальнае намаганне 1698 тс. Недаацэнка па разліку складае 17%. Падоўжныя дэфармацыі пры разбурэнні блізка супалі з эксперыментальнымі. Параўноўваючы кубікавую і прызменную трываласці бетону разлічанага ўзору, можна дапусціць, што апошняя была некалькі заніжана, што занізіла характарыстыку $8R_п$ і ў канчатковым выніку разбуральную сілу трубабетону.

5.5.2. Разлік спіральна-арміраваных элементаў

Асаблівасцю разліку элементаў са спіральным арміраваннем з'яўляецца неабходнасць уліку падзення эфектыўнасці арміравання пры павелічэнні інтэрвалу спіралі. Велічыню гэтага падзення трэба ацэньваць з дапамогай каэфіцыента n_1 па (3.29) ці (3.30).

Прыклад 20. Стойка [23] зроблена з цяжкага бетону трываласцю 600 кгс/см² з модулем пругкасці $4\cdot10^5$ кгс/см². Стойка мае радыус 7 см, на яе навіты дрот дыяметрам 3 мм з інтэрвалам 1,3 см, часовае супраціўленне сталі дрота 14000 кгс/см².

Вызначыць разбуральную сілу стойкі.

Трываласная характарыстыка бетону $8R_п=1{,}6R_c=960$ кгс/см², модуль дылатансіі па (2.24) роўны 366, каэфіцыент падзення эфектыўнасці па (3.29) — 0,518. Характарыстыка трубы $A_{sw}E_{sw}=0{,}07\cdot1{,}9\cdot10^6=0{,}134\cdot10^6$ кгс.

Выбар велічынь і колькасці разліковых падоўжных дэфармацый залежыць ад назначэння разліку, патрабуемай дакладнасці і не з'яўляецца прынцыповым.

1. Дэфармацыя $\varepsilon_1=2\cdot10^{-3}$. Падстаўляем зыходныя даныя ва ўмову (5.27): $(6{,}4\cdot0{,}134\cdot10^6+6{,}4\cdot7\cdot4\cdot10^5)\sigma_3^2+[960\cdot0{,}134\times\times10^6-6{,}4\cdot366(2\cdot10^{-3})^2\cdot4\cdot10^5\cdot0{,}134\cdot10^6+7\cdot960\cdot4\cdot10^5-7(4\times\times10^5)^2\,0{,}4\cdot2\cdot10^{-3}]\sigma_3-366(2\cdot10^{-3})^2\,960\cdot4\cdot10^5\cdot0{,}134\cdot10^6+366\times\times(2\cdot10^{-3})^3(4\cdot10^5)^2\cdot0{,}4\cdot0{,}134\cdot10^6=0$, адкуль $\sigma_3=26{,}3$ кгс/см². Эфектыўны ціск, г. зн. ціск паміж віткамі спіралі, роўны $26{,}3\times\times0{,}518=13{,}61$ кгс/см². Вызначаем па (2.26) падоўжнае напружанне бетону:

$$\sigma_1=\frac{2\cdot10^{-3}\cdot4\cdot10^5(960+6{,}4\cdot13{,}61-2\cdot10^{-3}\cdot4\cdot10^5\cdot0{,}4)}{960+6{,}4\cdot13{,}61}=$$

$$=555{,}5\ \text{кгс/см}^2.$$

Стойка пры падоўжнай дэфармацыі $2\cdot10^{-3}$ нясе нагрузку, роўную $555{,}5\cdot154=85545$ кгс. Знойдзем дэфармацыю ў дроце:

$$\varepsilon_3=7\cdot26{,}3/(0{,}134\cdot10^6)=1{,}37\cdot10^{-3}.$$

Напружанні расцяжэння ў дроце $1{,}37\cdot10^{-3}\cdot1{,}9\cdot10^6=2610$ кгс/см². Паколькі дрот зроблены з высокатрывалай сталі, на пластычныя дэфармацыі яго можна не звяртаць увагі, і, такім чынам, вызначаныя напружанні з'яўляюцца сапраўднымі.

2. Дэфармацыя $\varepsilon_1=3\cdot10^{-3}$. Па ўмове (5.27) $18{,}75\sigma_3^2+(128-\\-1123+2688-1344)\sigma_3-169496+84748=0$, адкуль $\sigma_3==58{,}56$ кгс/см², $\sigma_3^э=n_1\sigma_3=30{,}3$ кгс/см², $\varepsilon_3=7\cdot58{,}56/(0{,}134\times\times10^6)=3{,}06\cdot10^{-3}$. Напружанні ў спіралі 5812 кгс/см². Падоўж-

ныя напружанні ў бетоне роўныя па (2.26) 700 кгс/см², намаганне ў стойцы — 108 тс.

3. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 4 \cdot 10^{-3}$. Па (5.27) $18{,}75\sigma_3^2 + (128 - 2009 + 2688 - 1792)\sigma_3 - 301326 + 200884 = 0$, адкуль $\sigma_3 = 104$ кгс/см², $\sigma_3^э = 53{,}87$ кгс/см². Падоўжныя напружанні ў стойцы роўныя па (2.26) 815 кгс/см², намаганне — 125,56 тс. Папярочныя дэфармацыі ў бетоне пад віткамі спіралі і дэфармацыі расцяжэння ў спіралі складаюць $7 \cdot 104/(0{,}134 \cdot 10^6) = 5{,}43 \cdot 10^{-3}$, што адпавядае напружанням у спіралі 10325 кгс/см². Паколькі гэтыя напружанні блізкія да гранічных, якія адпавядаюць разрыву, зробім наступны разлік.

4. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 4{,}5 \cdot 10^{-3}$. Па (5.27) $18{,}75\sigma_3^2 + (128 - 2542 - 2688 - 2016)\sigma_3 - 381366 + 286024 = 0$, адкуль $\sigma_3 = 131$ кгс/см². Дэфармацыя $\varepsilon_3 = 6{,}87 \cdot 10^{-3}$. Напружанні ў спіралі 13057 кгс/см², папярочныя напружанні ў бетоне паміж віткамі спіралі 67,87 кгс/см², падоўжныя напружанні ў бетоне 870 кгс/см², напружанні ў спіралі блізкія да гранічных. Намаганне ў стойцы 134 тс. На гэтым можна было б спыніць разлік. Калі яшчэ павялічыць дэфармацыі, напрыклад, да $4{,}7 \cdot 10^{-3}$ і падлічыць напружанні ў арматуры, то яны будуць роўныя 14240 кгс/см². Гэтаму адпавядаюць напружанні ў бетоне 894,8 кгс/см² і намаганне 137,8 тс. Эксперыментальнае максімальнае намаганне 145 тс. Розніца складае 5%. Падоўжныя дэфармацыі пры разбурэнні па разліку і эксперыменце таксама супадаюць.

Прыклад 21. Цыліндры А-2-1, А-2-2, А-2-3 дыяметрам 8 см [22] зроблены з цяжкага бетону трываласцю 309 кгс/см². На іх навіты з інтэрвалам 1 мм высокатрывалы дрот таўшчынёй 0,4 мм з часовым супраціўленнем на разрыў 26400 кгс/см². Вызначыць намаганне па восі цыліндра пры восевай дэфармацыі $2 \cdot 10^{-3}$, а таксама максімальную (разбуральную) сілу.

Трываласная характарыстыка бетону $8R_п = 494$ кгс/см², модуль пругкасці $3 \cdot 10^5$ кгс/см², модуль дылатансіі па (2.24) роўны 534. З-за нязначнасці інтэрвалу спіралей (парадку размера дробнага запаўняльніка — пяску) для вызначэння каэфіцыента падзення эфектыўнасці арміравання выкарыстаем умову (3.30), тады $n_1 = 1$. На пластычныя ўласцівасці сталі дроту зусім (нават перад разрывам) не звяртаем увагі.

Характарыстыка спіральнага арміравання $A_{sw}E_{sw}$ будзе пастаяннай і роўнай 23750 кгс, пры гэтым пры падліку A_{sw} улічвалася плошча сячэнняў 10 спіралей з паласы паверхні цыліндра шырынёй 1 см.

1. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 2 \cdot 10^{-3}$. Падстаўляем зыходныя даныя ва ўмову (5.27): $(6{,}4 \cdot 23750 + 6{,}4 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 10^5)\sigma_3^2 + [494 \cdot 23750 - 6{,}4 \times \times 534(2 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 3 \cdot 10^5 \cdot 23750 + 4 \cdot 494 \cdot 3 \cdot 10^5 - 4(3 \cdot 10^5)^2 0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^{-3}] \times$

$\times \sigma_3 - 534\,(2\cdot 10^{-3})^2\, 494\cdot 3\cdot 10^5\cdot 23750 + 534\,(2\cdot 10^{-3})^3\,(3\cdot 10^5)^2\, 0{,}4 \times$ $\times\, 23750 = 0$, адкуль $\sigma_3 = 12,3$ кгс/см². Восевае напружанне ў бетоне знойдзем па (2.26):

$$\sigma_1 = \frac{2\cdot 10^{-3}\cdot 3\cdot 10^5\,(494 + 6{,}4\cdot 12{,}3 - 0{,}4\cdot 2\cdot 10^{-3}\cdot 3\cdot 10^5)}{494 + 6{,}4\cdot 12.3} =$$

$$= 348 \text{ кгс/см}^3.$$

Намаганне $\sigma_1 A_в = 348\cdot 50 = 17400$ кгс.

2. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 3\cdot 10^{-3}$. Зрабіўшы аналагічны разлік, атрымаем $\sigma_3 = 27$ кгс/см². Па (2.26) $\sigma_1 = 415$ кгс/см². Далей, павялічваючы восевую дэфармацыю, шукаем максімум падоўжнага намагання.

3. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 4\cdot 10^{-3}$. Па (5.27) $(0{,}15 + 7{,}68)\,\sigma_3^2 + (11{,}7 - 389 + 593 - 576)\,\sigma_3 - 30072 + 29220 = 0$, адкуль $\sigma_3 = 48{,}2$ кгс/см². Восевыя напружанні па (2.26) роўныя 481 кгс/см².

Вызначым дэфармацыю падаўжэння ў спіралях $\varepsilon_3 = 48{,}2 \times 4/23750 = 8{,}12\cdot 10^{-3}$. Гэта адпавядае напружанням $8{,}12\cdot 10^{-3} \times 1{,}9\cdot 10^6 = 15433$ кгс/см².

4. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 5\cdot 10^{-3}$. Па (5.27) $7{,}83\sigma_3^2 + (11{,}7 - 608{,}7 + 593 - 720)\,\sigma_3 - 46988 + 57071 = 0$, адкуль $\sigma_3 = 75{,}38$ кгс/см²: Напружанні σ_1, вызначаныя па (2.26), роўныя 577 кгс/см². Падоўжнае намаганне 28850 кгс. Знойдзем дэфармацыі ў спіралях: $75{,}38\cdot 4/23750 = 1{,}26\cdot 10^{-2}$. Гэта адпавядае напружанням 24121 кгс/см². З прычыны блізкасці гэтых напружанняў да гранічных наступны разлік зробім пры восевых дэфармацыях $5.5\cdot 10^{-3}$.

5. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 5{,}5\cdot 10^{-3}$. Па (5.27) $7{,}83\sigma_3^2 + (11{,}7 - 763 + 593 - 792)\,\sigma_3 - 56856 + 75961 = 0$, адкуль $\sigma_3 = 91$ кгс/см². Дэфармацыі ў спіралях складаюць $1{,}53\cdot 10^{-2}$, напружанні — 29150 кгс/см² (большыя, чым гранічныя). Такім чынам, трэба або зрабіць новы разлік пры меншых чым $5{,}5\cdot 10^{-3}$ дэфармацыях, або якім-небудзь іншым спосабам улічыць гэту акалічнасць. Напрыклад, можна знайсці сярэдняе арыфметычнае ціскаў σ_3 на дзвюх апошніх ступенях: $\sigma_3 = 0{,}5\,(75{,}38 + 91) = 83{,}2$ кгс/см². Гэтаму ціску адпавядаюць восевыя напружанні (2.26), роўныя 588 кгс/см². Восевае намаганне пры такіх напружаннях 29429 кгс. Эксперыментальныя максімальныя намаганні ў сярэднім для гэтых узораў 33700 кгс. Такім чынам, розніца складае 13%. Эксперыментальная восевая дэфармацыя, якая адпавядае такому намаганню, роўная прыкладна $6\cdot 10^{-3}$.

Прыклад 22. Цыліндры А-4-1, А-4-2, А-4-3 [22] ад узораў з папярэдняга прыкладу адрозніваюцца толькі тым, што дрот

быў навіты з пераднапружаннем 12200 кгс/см², якое стварыла бакавы ціск на цыліндр 38,2 кгс/см².

Вызначыць разбуральную сілу цыліндраў.

Разлік праводзіцца аналагічна папярэдняму з наступным павелічэннем напружанняў абціскання пры вызначэнні восевых напружанняў у цыліндры і папярэдніх напружанняў пры вызначэнні напружанняў у спіралях.

1. Назначаем восевую дэфармацыю $\varepsilon_1 = 2 \cdot 10^{-3}$. Да атрыманых у папярэднім разліку напружанняў 12,3 кгс/см² прыбаўляем напружанні 38,2 кгс/см² і сумарнае напружанне падстаўляем у (2.26) для таго, каб знайсці восевыя напружанні ў цыліндры: 423 кгс/см². Падаўжэнне спіралей $12{,}3 \cdot 4/23750 = 2{,}07 \cdot 10^{-3}$. Напружанні, якія адпавядаюць ім, роўныя 3936 кгс/см². Складваючы іх з папярэднімі напружаннямі, знойдзем сумарнае напружанне ў спіралях (16136 кгс/см²).

2. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 3 \cdot 10^{-3}$. Правёўшы аналагічны разлік, атрымаем восевае напружанне ў цыліндры 544 кгс/см², сумарнае напружанне ў спіралях 20840 кгс/см².

3. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 4 \cdot 10^{-3}$. Пры гэтай восевай дэфармацыі восевае напружанне ў цыліндры роўнае 649,3 кгс/см², сумарнае напружанне ў спіралях — 27624 кгс/см². Гэта велічыня вельмі блізкая да гранічных напружанняў дроту, і, такім чынам, разлік можна спыніць. Восевае намаганне пры гэтым $649{,}3 \cdot 50 = 30{,}46$ тс. Эксперыментальная максімальная нагрузка 39,7 тс. Розніца склала 19%. Улічваючы, што разлік недаацаніў разбуральную сілу, г. зн. «працуе на запас трываласці», з такім несупадзеннем тэорыі і практыкі можна пагадзіцца.

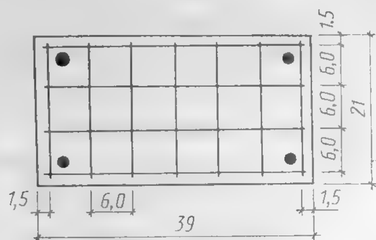
5.5.3. Разлік элементаў з сеткамі

Асноўнае пытанне пры ацэнцы здольнасці супраціўлення элементаў з сеткамі заключаецца ў правільным назначэнні разліковай велічыні папярочнага арміравання $A^э_{sw}$. Ці аднолькава працуюць участкі стрыжняў, якія размешчаны ў цэнтры сячэння і на перыферыі? Як уплывае на эфектыўнасць сетак адлегласць паміж сеткамі, форма сячэння, размер ячэек сетак? Усякі разлік, арыентаваны на прымяненне ў праектнай рабоце, не можа ўлічваць абсалютна ўсе фактары без рызыкі ўскладніць яго настолькі, каб зрабіць практычна бескарысным. Формула для назначэння эфектыўнай разліковай велічыні $A^э_{sw}$, якая ўлічвае асноўныя параметры сеткі, мае наступны выгляд:

$$A^э_{sw} = A_{sw} \left[b_1/b_2 + (1 - b_1/b_2)(1 - s/b_2) \right], \tag{5.28}$$

дзе A_{sw} — плошча сячэння аднаго стрыжня; b_1 — меншы размер сеткі; b_2 — большы размер сеткі; s — размер ячэйкі сеткі ў напрамку большага размера сеткі. Адлегласць паміж сеткамі ўлічваецца з дапамогай каэфіцыента n_1 па (3.29).

Прыклад 23. Калона К-10 з [24] зроблена з цяжкага бетону трываласцю 345 кгс/см² з модулем пругкасці $3{,}8\cdot10^5$ кгс/см². Яна заарміравана падоўжнымі стрыжнямі 4∅25А-III, $\sigma_ц=4350$ кгс/см², $A_s=19{,}63$ см². Сячэнні калоны і сеткі паказаны на рыс. 41. Дыяметр стрыжняў 1 см, сталь А-III, $\sigma_ц=4270$ кгс/см². Плошча сячэння, ахопленага ўплывам сетак, роўная $18\times36=648$ см², ахоўнага пласта — 171 см². Адлегласць паміж сеткамі 6 см.



Рыс. 41. Сячэнне калоны К-10

Вызначыць намаганне, якое ўспрымае калона пры восевай дэфармацыі $2\cdot10^{-3}$, а таксама разбуральную сілу калоны.

Характарыстыка сетак пры пругкай рабоце арматуры роўная $A^{\epsilon}_{sw}E_{sw}$. Знойдзем па (5.28) $A^{э}_{sw}$:

$$A^{э}_{sw}=0{,}789\,[18/36+(1-18/36)(1-6/36)]=0{,}72\ \text{см}^2,$$

адкуль $A^{э}_{sw}E_{sw}=1{,}45\cdot10^6$ кгс. Падстаўляем зыходныя даныя ва ўмову (5.27): $(6{,}4\cdot1{,}45\cdot10^6+6{,}4\cdot9\cdot3{,}8\cdot10^5)\,\sigma_3^2+[552\cdot1{,}45\cdot10^6-6{,}4\cdot605\,(2\cdot10^{-3})^2\cdot3{,}8\cdot10^5\cdot1{,}45\cdot10^6+9\cdot552\cdot3{,}8\cdot10^5-9\,(3{,}8\times10^5)^2\,0{,}4\cdot2\cdot10^{-3}]\,\sigma_3-605\,(2\cdot10^{-3})^2\ 552\cdot3{,}8\cdot10^5\cdot1{,}45\cdot10^6+605\times(2\cdot10^{-3})^3\,(3{,}8\cdot10^5)^2\,0{,}4\cdot1{,}45\cdot10^6=0$. Тут 552 — трываласная характарыстыка бетону, кгс/см², а 605 — модуль дылатансіі, вызначаны па (2.24). Рашаючы ўраўненне адносна σ_3, знойдзем $\sigma_3=260$ кгс/см². Каэффіцыент падзення эфектыўнасці сетак па (3.29)

$$n_1=\frac{0{,}1}{6/18+0{,}1}=0{,}23.$$

Эфектыўны бакавы ціск $\sigma_3^{э}=\sigma_3 n_1=260\cdot0{,}23=60$ кгс/см². Правяраем напружанні ў стрыжнях сетак, для чаго спачатку знойдзем у іх дэфармацыю ε_3: $\varepsilon_3=9\cdot260/(1{,}45\cdot10^6)=1{,}6\cdot10^{-3}$, што адпавядае напружанням 3205 кгс/см². Арматура сетак пры гэтых напружаннях працуе пругка; такім чынам, можна вызначаць восевыя напружанні ў калоне па (2.26):

$$\sigma_1=\frac{2\cdot10^{-3}\cdot3{,}8\cdot10^5\,(552+6{,}4\cdot60-2\cdot10^{-3}\cdot3{,}8\cdot10^5\cdot0{,}4)}{552+6{,}4\cdot60}=$$

$$=513\ \text{кгс/см}^2.$$

Намаганне сціскання ў ядры калоны 513·648=332424 кгс. Напружанні ў ахоўным пласце знойдзем па той жа формуле (2.26), але пры $\sigma_3=0$. Яны роўныя 341 кгс/см². Намаганні сціскання ў ахоўным пласце 341·171=58387 кгс. Намаганні сціскання ў падоўжнай арматуры $2\cdot10^{-3}\cdot2\cdot10^6\cdot19{,}63=66520$ кгс. Сумарнае намаганне ў калоне 332424+58387+66520=457331 кгс.

Вызначым разбуральную сілу калоны. Для гэтага будзем даваць узрастаючыя значэнні падоўжнай дэфармацыі да выяўлення максімуму падоўжнага намагання.

1. Назначым дэфармацыю $\varepsilon_1=2{,}5\cdot10^{-3}$. Падстаўляючы зыходныя даныя ў (5.27), атрымаем ураўненне $31{,}6\sigma_3^2+(806-$ $-13462+1887-1299)\sigma_3-1158000+797178=0$, рашаючы якое, знойдзем $\sigma_3=409$ кгс/см².

Шукаем папярочную дэфармацыю і напружанні ў стрыжнях сетак, што ёй адпавядаюць: $\varepsilon_3=409\cdot9/(1{,}45\cdot10^6)=2{,}52\cdot10^{-3}$, $\sigma_{sw}=5042$ кгс/см², што больш, чым напружанні цякучасці. Значыць, неабходна карэкціроўка. Знойдзем новы модуль дэфармацыі сталі: $E_{sw}=4270/(2{,}52\cdot10^{-3})=1{,}69\cdot10^6$. Новая характарыстыка арміравання $1{,}69\cdot10^6\cdot0{,}72=1{,}22\cdot10^6$ кгс.

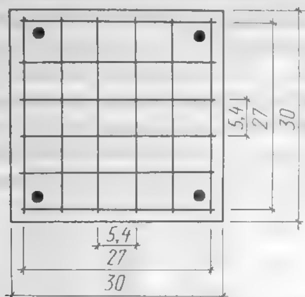
Падстаўляем новую характарыстыку ў (5.27) і паўтараем разлік, у выніку якога атрымаем $\sigma_3=360$ кгс/см². Эфектыўны ціск, г. зн. ціск, што адпавядае некатораму сярэдняму ціску ў аб'ёмах бетону паміж сеткамі, роўны 360·0,23=82,8 кгс/см². Восевае напружанне, што адпавядае гэтаму ціску, вызначанае па (2.26), складае 616 кгс/см². Паколькі, як паказаў папярэдні разлік пры $\varepsilon_1=2\cdot10^{-3}$, асноўную долю ў агульным намаганні на калону складае намаганне ў бетонным ядры, будзем (для скарачэння аб'ёму вылічэнняў) агульнае намаганне вызначаць пры дэфармацыі, якая адпавядае максімуму намагання ў бетонным ядры, а намаганні ў ахоўным пласце і падоўжнай арматуры будзем прыбаўляць да намагання ў ядры калоны.

2. Дэфармацыя $\varepsilon_1=3\cdot10^{-3}$, $A^э_{sw}E_{sw}=1{,}22\cdot10^6$ кгс. Па умове (5.27) $(7{,}81+22{,}3)\sigma_3^2+(679-16287+1887-1559)\sigma_3-1404836+$ $+1160516=0$, адкуль $\sigma_3=521$ кгс/см². Гэтым напружанням адпавядае папярочная дэфармацыя $9\cdot521/(1{,}22\cdot10^6)=3{,}8\cdot10^{-3}$. Вызначаем новы модуль дэфармацыі сталі сетак. Ён роўны $4270/(3{,}8\cdot10^{-3})=1{,}12\cdot10^6$. Новая характарыстыка арміравання $A^э_{sw}E_{sw}=0{,}81\cdot10^6$ кгс. Падставіўшы гэту характарыстыку ў (5.27) і рашыўшы ўраўненне, знойдзем $\sigma_3=380$ кгс/см². Эфектыўны ціск 380·0,23=87,5 кгс/см². Восевае напружанне ў бетонным ядры, знойдзенае па (2.26), роўнае 672 кгс/см².

3. Дэфармацыя $\varepsilon_1=3{,}5\cdot10^{-3}$, $A^э_{sw}E_{sw}=0{,}81\cdot10^6$ кгс. Падстаноўка гэтых значэнняў у (5.27) дае наступнае ўраўненне: $(5{,}18+$ $+22{,}3)\sigma_3^2+(447-14600+1887-1819)\sigma_3-1259213+1213589=0$, рашаючы якое, знойдзем $\sigma_3=515$ кгс/см². Папярочныя дэфармацыі пры гэтым $5{,}7\cdot10^{-3}$, новы модуль дэфармацыі сталі сетак

$0{,}75\cdot10^6$ кгс/см², новая характарыстыка папярочнага арміравання $0{,}54\cdot10^6$ кгс. Падстаноўка гэтых значэнняў у (5.27) і наступнае рашэнне ўраўнення дае $\sigma_3=367$ кгс/см². Эфектыўны ціск на бетон ядра калоны $367\cdot0{,}23=84{,}6$ кгс/см². Восевыя напружанні ў ядры калоны знойдзем па (2.26). Яны роўныя 683 кгс/см².

Разлік пры $\varepsilon_1=4\cdot10^{-3}$ і новай адкарэкціраванай характарыстыцы сетак даў велічыню напружанняў σ_1 у ядры меншую,



Рыс. 42. Сячэнне калоны XV-10

чым 683 кгс/см². Значыць, падоўжная і папярочная арматуры выйшлі з пругкай стадыі работы, і, такім чынам, агульнае намаганне на калону, яе здольнасць супраціўлення трэба вызначаць пры $\varepsilon_1=3{,}5\cdot10^{-3}$. Тады сіла ў бетонным ядры $683\cdot648=$ $=442353$ кгс, сіла ў папярочнай арматуры $4350\cdot19{,}63=85390$ кгс. Сілу ў ахоўным пласце знойдзем, папярэдне вызначыўшы па (2.26) (пры $\sigma_3=0$) напружанні ў ім. Яны складаюць ўсяго толькі 24,3 кгс/см², што дае намаганне 4161 кгс. У выніку здольнасць супраціўлення калоны роўная суме намаганняў у ядры, ахоўным пласце і падоўжнай арматуры і складае 532 тс. Эксперыментальная разбуральная нагрузка была 650 тс. Розніца складае 18% на «запас трываласці». Заніжэнне тлумачыцца выкарыстаннем характарыстыкі сталі $\sigma_ц$ без уліку ўмацавання яе, якое мае месца пры дадзеных дастаткова вялікіх дэфармацыях падаўжэння ў стрыжнях сетак. Для атрымання больш дакладных прагнозаў неабходна выкарыстаць фактычныя дыяграмы σ—ε сталей.

Прыклад 24. Калона XV-10 [8] зроблена з цяжкага бетону трываласцю 400 кгс/см². Яна заарміравана ў падоўжным напрамку 4∅22 $A_т$-VI, $\sigma_{0,2}=11500$ кгс/см², $A_s=15{,}2$ см². Сячэнне калоны і канструкцыі сетак паказаны на рыс. 42. Дыяметр стрыжняў сетак 12 мм, сталь класа A-III, $\sigma_ц=4000$ кгс/см². Адлегласць паміж сеткамі 6,79 см. Калона мае даўжыню 469 см і нагружана з эксцэнтрысітэтам 1 см.

Трываласная характарыстыка бетону $8R_п=640$ кгс/см², модуль дылатансіі бетону па (2.24) роўны 550, каэфіцыент падзен-

ня эфектыўнасці папярочнага арміравання па (3.29) — 0,284, эфектыўнае сячэнне папярочных стрыжняў $A_{sw} = A^{э}_{sw} = 1{,}13$ см², $r = 0{,}5b_1 = 13{,}5$ см.

Вызначыць разбуральную сілу калоны.

У гэтым выпадку неабходна абавязкова ўлічыць пачатковы эксцэнтрысітэт і вялікую даўжыню калоны. Абодва гэтыя фактары істотна заніжаюць эфектыўнасць ускоснага арміравання і сумесна з фактарам выхаду з работы ахоўнага пласта (задоўга да разбурэння бетону ядра) робяць наогул мала мэтазгодным усё ўскоснае арміраванне. Фізічна гэта таксама лёгка тлумачыцца, бо ўскосная арматура ўключаецца ў работу толькі пры вялікіх папярочных дэфармацыях усяго сячэння, а гэтага якраз немагчыма дасягнуць у доўгіх элементах, загружаных з эксцэнтрысітэтам. Падзенне здольнасці супраціўлення гібкіх калон, загружаных выпадковым эксцэнтрысітэтам, можна ацэньваць па наступнай залежнасці:

$$N^{Ф} = N^{0}\left[1 - \frac{e_0(1 + 2l_0/3h)}{h}\right], \tag{5.29}$$

дзе N^0 — здольнасць супраціўлення па базавым разліку без уліку даўжыні і эксцэнтрысітэту; e_0 — пачатковы або выпадковы эксцэнтрысітэт; l_0 — разліковая даўжыня элемента (з улікам замацавання яго на канцах па залежнасцях супраціўлення матэрыялаў); h — вышыня элемента ў плоскасці эксцэнтрысітэту.

У выпадку атрымання па (5.29) значэнняў разбуральнай сілы меншай, чым без уліку ўскоснага арміравання, ускоснае арміраванне выкарыстоўваць не трэба, а здольнасць супраціўлення элемента вызначаць па методыцы з параграфа 5.3, як для элементаў, што працуюць на ўспрыманне падоўжнай сілы і выгінальнага моманту адначасова.

Разлік калоны пачнём з восевай дэфармацыі $2\cdot10^{-3}$.

1. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 2\cdot10^{-3}$, $A_{sw}E_{sw} = 2{,}26\cdot10^6$ кгс. Падстаўляем зыходныя даныя ў (5.27): $(6{,}4\cdot2{,}26\cdot10^6 + 6{,}4\cdot13{,}5\cdot4\cdot10^5)\sigma_3^2 + [640\cdot2{,}26\cdot10^6 - 6{,}4\cdot550\,(2\cdot10^{-3})^2\cdot4\cdot10^5\cdot2{,}26\cdot10^6 + 13{,}5\cdot640\times 4\cdot10^5 - 13{,}5\,(4\cdot10^5)^2\,0{,}4\cdot2\cdot10^{-3}]\,\sigma_3 - 550\,(2\cdot10^{-3})^2\,640\cdot4\cdot10^5\times 2{,}26 + 550\,(2\cdot10^{-3})^3\,(4\cdot10^5)^2\,0{,}4\cdot2{,}26\cdot10^6 = 0$. Знойдзем, што $\sigma_3 = 247$ кгс/см². Правяраем, у якой стадыі працуе арматура сетак. Знаходзім дэфармацыю ε_3: $\varepsilon_3 = 13{,}5\cdot247/(2.26\cdot10^6) = 1{,}47\cdot10^{-3}$.

Памножыўшы гэту дэфармацыю на модуль пругкасці сталі сетак, выявім, што сталь працуе ў пругкай стадыі і, значыць, можна вызначаць эфектыўны ціск на бетон ядра і адпаведна восевыя напружанні ў ядры: $\sigma_3^{э} = \sigma_3 n_1 = 247\cdot0{,}284 = 70$ кгс/см². Восевыя напружанні, знойдзеныя па (2.26), роўныя 565 кгс/см². Напружанні ў ахоўным пласце, вызначаныя таксама па (2.26), але пры $\sigma_3 = 0$, роўныя 400 кгс/см². Намаганне ў падоўжнай арматуры $15{,}2\cdot2\cdot10^{-3}\cdot1{,}9\cdot10^6 = 57700$ кгс, намаганне ў бетон-

ным ядры $565 \cdot 27^2 = 411885$ кгс, намаганне ў ахоўным пласце $400 \cdot 171 = 68400$ кгс. Агульнае падоўжнае намаганне на калону 538045 кгс.

2. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 2{,}5 \cdot 10^{-3}$, $A_{sw}E_{sw} = 2{,}26 \cdot 10^6$ кгс. Па разліку, аналагічнаму папярэдняму, знойдзем $\sigma_3 = 389$ кгс/см². Правяраем стан арматуры сетак, для чаго вызначаем спачатку дэфармацыю ε_3: $\varepsilon_3 = 13{,}5 \cdot 389/(2{,}26 \cdot 10^6) = 2{,}32 \cdot 10^{-3}$. Памножыўшы яе на модуль пругкасці, атрымаем напружанні, роўныя 4647 кгс/см², што больш чым $\sigma_ц$. Значыць, арматура не працуе ў пругкай стадыі і неабходна карэкціроўка. Модуль дэфармацыі сталі $4000/2{,}32 \cdot 10^{-3} = 1{,}72 \cdot 10^6$ кгс/см². Новая характарыстыка папярочнага арміравання $1{,}72 \cdot 10^6 \cdot 1{,}13 = 1{,}95 \cdot 10^6$ кгс.

Паўтарыўшы разлік пры новых даных, знойдзем $\sigma_3 = 350$ кгс/см². Эфектыўны ціск $350 \cdot 0{,}284 = 99{,}4$ кгс/см². Восевыя напружанні ў ядры роўныя па (2.26) 686 кгс/см².

3. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 3 \cdot 10^{-3}$, $A_{sw}E_{sw} = 1{,}95 \cdot 10^6$ кгс. Пры гэтых даных $\sigma_3 = 506$ кгс/см². Папярочная дэфармацыя роўная $3{,}5 \times \times 10^{-3}$. Новы модуль дэфармацыі сталі $1{,}14 \cdot 10^6$ кгс/см². Новая характарыстыка сетак роўная $1{,}29 \cdot 10^6$ кгс. Пры гэтых даных $\sigma_3 = 368$ кгс/см², $\sigma_3^э = 104$ кгс/см², $\sigma_1 = 759$ кгс/см².

4. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 4 \cdot 10^{-3}$, $A_{sw}\,E_{sw} = 1{,}29 \cdot 10^6$ кгс. Пры гэтых даных $\sigma_3 = 659{,}7$ кгс/см², $\varepsilon_3 = 6{,}9 \cdot 10^{-3}$, $E_{sw} = 0{,}58 \cdot 10^6$кгс/см². Новая характарыстыка сетак $A_{sw}E_{sw} = 0{,}65 \cdot 10^6$ кгс. Тады па ўмове (5.27) атрымаем $\sigma_3 = 364$ кгс/см², $\sigma_3^э = 103{,}5$ кгс/см², $\sigma_1 = 813$ кгс/см². Праверым па (2.26) здольнасць супраціўлення ахоўнага пласта: $\sigma_1 = 1600\,(640 - 640)/640 = 0$ кгс/см², г. зн. ахоўны пласт поўнасцю разбурыўся і не нясе ніякай нагрузкі.

5. Дэфармацыя $\varepsilon_1 = 5 \cdot 10^{-3}$, $A_{sw}E_{sw} = 0{,}65 \cdot 10^6$ кгс. Пры гэтым $\sigma_3 = 577$ кгс/см², $\varepsilon_3 = 1{,}19 \cdot 10^{-2}$, $E_{sw} = 0{,}33 \cdot 10^6$. Новая характарыстыка сетак $A_{sw}E_{sw} = 0{,}377 \cdot 10^6$ кгс. Пры гэтых даных $\sigma_3 = 350$ кгс/см², $\sigma_3^э = 99{,}4$ кгс/см², $\sigma_1 = 746$ кгс/см². Такім чынам, максімум супраціўлення бетону ядра знойдзены. Ён адпавядае дэфармацыі $4 \cdot 10^{-3}$ і роўны 813 кгс/см². Агульнае намаганне без уліку гібкасці калоны і эксцэнтрысітэту павінна было б скласці

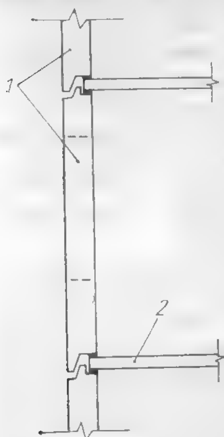
$$N^0 = 813 \cdot 27^2 + 15{,}2 \cdot 4 \cdot 10^{-3} \cdot 1{,}9 \cdot 10^6 = 708197 \text{ кгс.}$$

Фактычную ж разбуральную сілу вызначым па (5.29):

$$N^ф = N^0 \left[1 - \frac{1\left(1 + \dfrac{2 \cdot 469}{3 \cdot 30}\right)}{30} \right] = 438557 \text{ кгс.}$$

Эксперыментальная разбуральная нагрузка складае 442260 кгс.

Паколькі панелі з'яўляюцца шматслойнымі канструкцыямі з разнамодульных матэрыялаў, адна з галоўных спрашчальных прадпасылак тэхнічнай тэорыі выгіну — гіпотэза плоскіх сячэнняў — пры разліку панеляў не можа быць выкарыстана. Расцягнутая арматура, аддзеленая ад сціснутага бетону слоем нізкамодульнага матэрыялу, не загружаецца ў той меры, якая вынікае з гэтай гіпотэзы і як гэта мае месца ў суцэльных аднаслойных канструкцыях. Звычайна сярэдні слой панеляў з'яўляецца цеплаізаляцыйным, ён робіцца з матэрыялаў з нізкімі модулямі дэфармацый і трываласці, якія схільныя да паўзучасці і дэструкцыі, паколькі пункт расы ў гэтых канструкцыях размяшчаецца якраз у сярэднім (цеплаізаляцыйным) слоі. Таму для спрашчэння разлікаў нясучых панеляў пакінем па-за ўвагай уплыў сярэдняга слоя. Гэтае спрашчэнне працуе яўна ў запас трываласці. Паколькі ступень загружанасці асноўнай (расцягнутай) арматуры залежыць ад дэфарматыўных уласцівасцей бетону і не



Рыс. 43. Нясучая сценавая панель у будынку: *1* — панель; *2* — перакрыцце

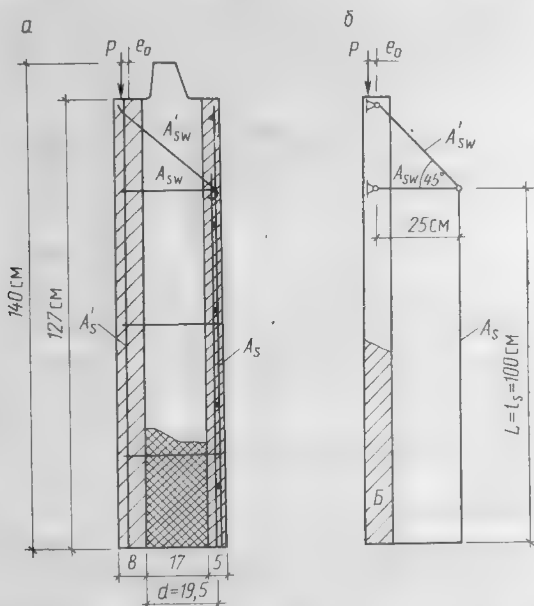
можа быць выяўлена простым метадам сячэнняў, разліковая мадэль панелі павінна ўяўляць сабой статычна неазначальную сістэму. Раскрыццё гэтай неазначальнасці можна правесці адным з метадаў будаўнічай механікі, напрыклад метадам сіл.

На рыс. 43 паказана знадворная сценавая панель у сістэме будынку, на рыс. 44, *а* — палавіна прасценка панелі, на рыс. 44, *б* — разліковая мадэль панелі. Згодна з метадам сіл, выходная сістэма шляхам адкідвання лішніх сувязей павінна быць прыведзена да асноўнай (статычна азначальнай). Разглядаючы разліковую мадэль, можна заўважыць, што панель уяўляе сабой адзін раз статычна неазначальную сістэму. Замест адной адкінутай сувязі ўвядзём сілу X, велічыня якой павінна быць такой, каб пры сумесным дзеянні знешніх сіл і зноў уведзенай перамяшчэнне ў месцы адкінутай лішняй сувязі было роўным нулю. Матэматычна гэта ўмова для нашай сістэмы выражаецца так:

$$\Delta + \delta_1 x = 0, \tag{5.30}$$

дзе δ_{1X} — перамяшчэнне A ад дзеяння ўведзенай сілы X у напрамку падоўжнай арматуры; Δ — перамяшчэнне A ад дзеяння сілы P у тым самым напрамку (рыс. 45, *б*).

Для вызначэння перамяшчэння A неабходна знайсці намаганне ў сістэме. Ад дзеяння сілы P унутраны слой бетону выгнецца і сціснецца, а стрыжні A_s, A_{sw}, A'_{sw} застануцца ненапружанымі (рыс. 45, *а*). Ад дзеяння сілы X уся сістэма акажацца



Рыс. 44. Сячэнне нясучай трохслойнай панелі і яе разліковая мадэль (памеры з прыкладу 25)

ў напружаным стане, а іменна ўнутраны слой сціснецца і выгнецца ў процілеглы бок, стрыжні A_s і A'_{sw} расцягнуцца, а стрыжань A_{sw} сціснецца (рыс. 45, *б*). Вызначым плячо для сілы X. Калі б матэрыял унутранага слоя ўвесь час захоўваў пругкасць, то гэта плячо было б роўным суме адлегласці d і адлегласці ад унутранай грані да цэнтра цяжару сячэння. Для прамавугольнага сячэння плячо было б роўным $h/2+d$. Але бетон унутранага слоя з узрастаннем нагрузкі набывае пластычнасць, і гэта абавязвае вызначаць плячо як суму $h—x+d$, дзе x — цэнтр супрацiўлення сячэння па (3.38).

З рыс. 45 вынікае

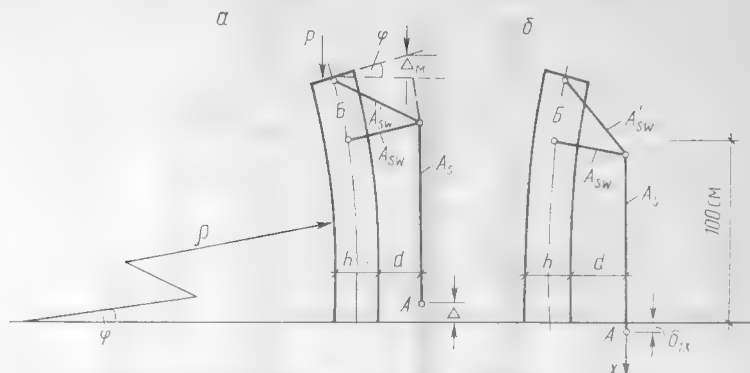
$$\Delta_м = \varphi(h - x + d). \tag{5.31}$$

Акрамя таго, вядома, што $\varphi = L/\rho$, $\rho = EI/M$, $M = Pe$, адкуль перамяшчэнне ад выгіну

$$\Delta_{\text{м}} = \frac{PL(e_0 + x - \text{ц.ц.})(h - x + d)}{E_{\text{в}} I}. \tag{5.32}$$

Перамяшчэнне верхняга канца слоя ад сціскання

$$\Delta_{\text{р}} = -\frac{PL}{E_{\text{в}} A_{\text{в}}}. \tag{5.33}$$



Рыс. 45. Раскрыццё статычнай неазначальнасці сістэмы

Сумарнае перамяшчэнне

$$\Delta = \frac{PL}{E_{\text{в}}}\left[\frac{e_0 + x - \text{ц.ц}}{I}(h - x + d) - \frac{1}{A_{\text{в}}}\right]. \tag{5.34}$$

Перамяшчэнне A ад дзеяння сілы X знойдзем па тэарэме Касцільяна, згодна з якой асобная вытворная ад патэнцыяльнай энергіі па сіле роўная перамяшчэнню пункта прыкладання сілы ў напрамку гэтай сілы. Укарачэнне ўнутранага слоя ад дзеяння сілы X як велічыні мізэрнай пакінем без увагі. Даныя аб намаганнях у сістэме, даўжыні стрыжняў і патэнцыяльнай энергіі прыведзены ў табл. 5.26.

Табліца 5.26

Разліковы стрыжань	N_i, кгс (кгс·см)	l_i, см	U_i, кгс·см
A_s	X	l_s	$X^2 l_s/(2E_s A_s)$
A'_{sw}	$X\sqrt{2}$	l'_{sw}	$X^2 l'_{sw}/(2E'_{sw} A'_{sw})$
A_{sw}	$-X$	l_{sw}	$X^2 l_{sw}/(2E_{sw} E_{sw})$
$Б$	$X(h - x + d)$	$l_{\text{в}}$	$X^2 l_{\text{в}} (h - x + d)^2/(2E_{\text{в}} I)$

Перамяшчэнне δ_{1X} роўнае

$$\frac{dU}{dX}=\left(\frac{Xl_s}{E_sA_s}\;\frac{Xl'_{sw}}{E'_{sw}A'_{sw}}+\frac{Xl_{sw}}{E_{sw}A_{sw}}+\frac{X(h-x+d)^2 l_{\text{в}}}{E_{\text{в}}I}\right), \qquad (5.35)$$

адкуль з улікам (5.30)

$$X=\frac{\dfrac{PL}{E_{\text{в}}}\left[\dfrac{e_0+x-\text{ц.ц.}}{I}(h-x+d)-\dfrac{1}{A_{\text{в}}}\right]}{\dfrac{l_s}{E_sA_s}+\dfrac{l'_{sw}}{E'_{sw}A'_{sw}}+\dfrac{l_{sw}}{E_{sw}A_{sw}}+\dfrac{l_{\text{в}}(h-x+d)^2}{E_{\text{в}}I}}. \qquad (5.36)$$

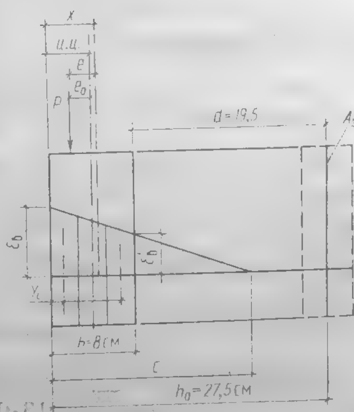
Сапраўдныя намаганні ва ўнутраным бетонным слоі статычна неазначальнай сістэмы — трохслойнай панелі

$$M=P(e_0+x-\text{ц.ц.})-X(h-x+d),\; N=P+X, \qquad (5.37)$$

дзе сіла X прынятая дадатнай.

Прыклад 25. Разлічыць панель маркі Н1-1-ПБ серыі Ж-94. Максімальная эксплуатацыйная (разліковая) нагрузка, якая працяглы час дзейнічае на адзін прасценак шырынёй 80 см, роўная 20 тс. Вызначыць мінімальна магчымы запас здольнасці супрацiўлення і раскрыццё трэшчын у знешнім слоі панелі. Выкарыстоўваецца цяжкі бетон B12,5 з $R_{\text{вп}}=97$ кгс/см², $E_{\text{в.о}}=1{,}94\cdot10^5$ кгс/см²; каэфіцыент умоў работы ўнутранага нясучага слоя прымаецца роўным 1,0. У якасці ўцяпляльніка выкарыстаны полістыролбетон ($\gamma=250$ кг/м³), трываласныя і дэфарматыўныя ўласцівасці якога як канструкцыйнага матэрыялу пакідаем без увагі. Арміраванне паказана на рыс. 44, *б*, дзе $A_s=2\varnothing10$А-1 (два плоскія каркасы) + $11\varnothing3$Вр-І (сетка ў знешнім слоі) = $=2{,}36$ см², $A_{sw}=A'_{sw}=2\varnothing10$А-І $=1{,}57$ см²; на сціснутую арматуру ва ўнутраным слоі з-за малых сячэнняў не звяртаем увагі. Плошча сячэння ўнутранага слоя 640 см², момант інерцыі 3413 см⁴.

Паколькі, як вядома, дэфармацыі паўзучасці пераўзыходзяць кароткачасовыя дэфармацыі у 2—3 разы, у разліках на працяглае дзеянне нагрузкі неабходна, згодна з п. 6.1.4, уводзіць па-



Рыс. 46. Разліковае сячэнне панелі

Табліца 5.27

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	1,33	5,52	36,97	0,67
2	4,0	4,42	30,3	0,68
3	6,66	3,35	23,5	0,70

ніжаны модуль пругкасці бетону прыкладна ў 2,5 разы; тады разліковы модуль пругкасці бетону будзе роўны $0{,}75 \cdot 10^5$ кгс/см². Трываласная характарыстыка бетону $8R_п = 155$ кгс/см².

Першае прыбліжэнне. Пругкая работа бетону, x=ц.ц. (рыс. 46). Па (5.36) вызначаем намаганне ў арматуры знешняга слоя пры $P = 20000$ кгс і $e = e_0 = 2$ см:

$$X = \frac{\dfrac{20000 \cdot 100}{0{,}75 \cdot 10^5}\left(\dfrac{2 \cdot 23{,}5}{3413} - \dfrac{1}{640}\right)}{\dfrac{100}{2 \cdot 10^6 \cdot 2{,}36} + \dfrac{25\sqrt{2}}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1{,}57} + \dfrac{25}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1{,}57} + \dfrac{23{,}5^5 \cdot 100}{0{,}75 \cdot 10^2 \cdot 3413}} =$$

$$= 1266 \text{ кгс.}$$

Па (5.37) вылічваем намаганні: $M = 40000 - 23{,}5 \cdot 1266 = 10246$ кгс·см; $N = 20000 + 1266 = 21266$ кгс.

Па (3.40) знаходзім дэфармацыі на паверхні слоя:

$$\varepsilon_в,\ \varepsilon_в' = \frac{21266}{0{,}75 \cdot 10^5 \cdot 640} \pm \frac{10246}{0{,}75 \cdot 10^5 \cdot 3413};$$

$$\varepsilon_в = 6{,}03 \cdot 10^{-4};\ \varepsilon_в' = 2{,}83 \cdot 10^{-4}.$$

Па (3.39) вызначаем c:

$$c = \frac{6{,}03 \cdot 8}{6{,}03 - 2{,}83} = 15{,}0 \text{ см.}$$

Разбіваем унутраны слой на тры паласы, знаходзім адлегласць да цэнтраў палос, па (3.42) вызначаем дэфармацыі ў цэнтрах палос, па (2.26) — напружанні, што адпавядаюць гэтым дэфармацыям; падзяліўшы σ на ε, знаходзім модулі дэфармацыі ў кожнай паласе (табл. 5.27).

Плошча сячэння адной паласы роўная 213 см². Па (3.38) знаходзім цэнтр супраціўлення сячэння:

$$x = \frac{213 \cdot 0{,}67 \cdot 1{,}33 + 213 \cdot 0{,}68 \cdot 4{,}0 + 213 \cdot 0{,}7 \cdot 6{,}66}{213 \cdot 0{,}67 + 213 \cdot 0{,}68 + 213 \cdot 0{,}7} = 4{,}03 \text{ см.}$$

Па (3.36) вызначаем размеркаванне намаганняў у сячэнні, якое адпавядае даным табліцы:

$$M = 213 \cdot 36{,}97\,(15 - 1{,}33) + 213 \cdot 30{,}3\,(15 - 4{,}0) + 213 \cdot 23{,}5 \times$$
$$\times (15 - 6{,}66) - (15 - 4{,}03)\,(213 \cdot 36{,}97 + 213 \cdot 30{,}3 +$$
$$+ 213 \cdot 23{,}5) = 8298 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Падоўжнае намаганне — сума ў апошніх дужках — роўнае 19334 кгс. Параўноўваючы яго з раней вызначанымі знешнімі намаганнямі, бачым, што ўнутраныя намаганні меншыя за знешнія. Гэтага і трэба было чакаць, паколькі бетон не працаваў у пругкай стадыі.

Другое прыбліжэнне. Падстаўляючы x замест y_i, знойдзем па (3.41) дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення. Яна роўная $4{,}4 \cdot 10^{-4}$. Карэкціруем дэфармацыі па (3.43) і (3.44):

$$\varepsilon_в = \left[6{,}03 + \left(\frac{21266}{19334} - 1\right)4{,}4 + \left(\frac{10246}{8298} - 1\right)1{,}63\right]10^{-4} =$$
$$= 6{,}85 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_в' = (2{,}83 + 0{,}439 - 0{,}382)\,10^{-4} = 2{,}88 \cdot 10^{-4}.$$

Вызначаем c для гэтых дэфармацый: $c = 13{,}8$ см. Паўтараем усе разлікі (табл. 5.28).

Вызначаем па (3.38) новы цэнтр супраціўлення. Ён роўны 4,05 см. Па (3.36) знаходзім намаганні, што адпавядаюць даным табліцы:

$$M = 213\,(508 + 323 + 176) - 9{,}75 \cdot 20999 = 9958 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$
$$N = 20999 \text{ кгс}.$$

Каб праверыць, наколькі гэтыя намаганні адпавядаюць намаганням ад знешніх сіл, неабходна з улікам паніжанага модуля дэфармацыі бетону і новага цэнтра супраціўлення нанава знайсці намаганні ў бетоне і арматуры. Новы модуль дэфармацыі вызначым як сярэдняе арыфметычнае модуляў у палосах:

$$E_в = \frac{1}{3}\,(0{,}66 + 0{,}68 + 0{,}70)\,10^5 = 0{,}68 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2.$$

Табліца 5.28

Пункт разліку	y_i, см	$\varepsilon \cdot 10^4$	σ_1, кгс/см²	$E \cdot 10^{-5}$, кгс/см²
1	1,33	6,19	40,86	0,66
2	4,0	4,86	33,0	0,68
3	6,66	3,54	24,73	0,70

Удакладняем сілу X у арматуры:

$$X=\frac{\frac{20000\cdot 100}{0{,}68\cdot 10^5}\left(\frac{2{,}05\cdot 23{,}45}{3413}-\frac{1}{640}\right)}{2{,}11\cdot 10^{-5}+1{,}07\cdot 10^{-5}+0{,}76\cdot 10^{-5}+2{,}36\cdot 10^{-4}}=$$

$$=1331\ \text{кгс}.$$

Вызначаем нанава намаганні ва ўнутраным слоі:

$$M=20000\cdot 2{,}05-23{,}45\cdot 1331=9788\ \text{кгс}\cdot\text{см};$$

$$N=20000+1331=21331\ \text{кгс}.$$

Параўноўваючы атрыманыя намаганні з унутранымі, знойдзенымі па (3.36), бачым, што яны адрозніваюцца ўсяго на 2% (9957/9788=1,02; 20999/21331=0,98). Такое супадзенне трэба прызнаць добрым. Трэцяе прыбліжэнне рабіць неабавязкова. Такім чынам, напружана-дэфармаваны стан панелі пры эксплуатацыйнай нагрузцы ўстаноўлены.

Запас здольнасці супраціўлення панелі груба, у першым прыбліжэнні, можна ацаніць па велічыні адносін нарматыўнай трываласці бетону да напружання бетону ў найбольш напружанай паласе ўнутранага слоя. Ён роўны 97/40,86=2,34.

Больш агульнай залежнасцю (пры любым напружаным стане) з'яўляецца залежнасць (4.5). Максімальная нагрузка, якую можа вытрымаць бетон сціснутай зоны:

$$N^{\text{в}}_{\max}=\frac{20990}{\frac{4\cdot 0{,}66}{0{,}75}\left(1-\frac{0{,}66}{0{,}75}\right)}=49713\ \text{кгс}.$$

Яна пераўзыходзіць напружанне ў бетонным слоі ў 2,36 раза (49713/20999). З вялікай верагоднасцю можна прыняць, што ў столькі ж разоў узрастае намаганне ў арматуры, г. зн. будзе роўнае 1331·2,36=3151 кгс. Аднімаючы гэта намаганне $N^{\max}_{\text{в}}=$ $=49713$ кгс, знойдзем максімальнае намаганне, што ўраўнаважвае знешнюю нагрузку: 46562 кгс. Канчатковы разліковы запас супраціўлення (РЗС) панелі роўны 46562/20000=2,33, што больш 1,6 — велічыні запасу, устаноўленай па ГОСТ на выпрабаванне жалезабетонных канструкцый на выпадак разбурэння канструкцыі ад раздраблення бетону сціснутай зоны.

Нарэшце, можна вызначыць здольнасць супраціўлення дакладным спосабам — даючы ўзрастаючыя нагрузкі і ўстанаўліваючы напружанні ва ўнутраным слоі па раней апісанай методыцы. Па меры пераходу арматуры ў пластычны стан неабходна ў залежнасць (5.36) падстаўляць адпаведныя модулі дэфармацыі сталі, якія можна ўстанавіць па дыяграмах σ—ε. Дасягненне напружаннямі ў крайняй паласе велічыні 97 кгс/см² будзе

адпавядаць найменшай праектнай разбуральнай нагрузцы.

Раскрыццё трэшчын можна вызначыць па формуле БНіП (гл. (д. 11) дадатку) (напружанні ў стрыжні A_s пры эксплуатацыйнай нагрузцы роўныя 563 кгс/см²):

$$a_{crc} = 1{,}2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{563}{2{,}05 \cdot 10^6} \cdot 20 \left(3{,}5 - \right.$$

$$\left. - 100 \frac{2{,}36}{480}\right) \sqrt[3]{0{,}5\,(8+5)} = 0{,}03 \text{ мм}.$$

Зробім разлік напружанняў у стрыжнях A'_{sw} (як найбольш загружаных) ад вагі ўцяпляльніка і знешняга бетоннага слоя. Яна складае 1140 кг. Колькасць стрыжняў у двух прасценках 8. Адсюль напружанні ў стрыжнях роўныя $1140\sqrt{2}/(8 \cdot 0{,}789) = 254$ кгс/см². Накладваючы гэтыя напружанні на напружанні ад загрузкі ўнутранага слоя, роўныя $563\sqrt{2}$, атрымаем у верхніх стрыжнях $563\sqrt{2}+254=1064$ кгс/см², у ніжніх — $563\sqrt{2}-254=539$ кгс/см². Паколькі арматура пры гэтых напружаннях працуе пругка, праведзенае ўдакладненне не будзе ўплываць на размеркаванне напружанняў паміж бетонам унутранага слоя і арматурай A_s, а таксама на здольнасць супраціўлення панелі, якая вызначаецца здольнасцю супраціўлення ўнутранага слоя.

Выгінальны момант ад ветравой нагрузкі складае ўсяго 3% ад моманту, абумоўленага разліковай нагрузкай, прыкладзенай з эксцэнтрысітэтам. Таму на ветравую нагрузку можна не звяртаць увагі.

Пры разліку панелі неабходна таксама ўлічваць тэмпературныя ўздзеянні на знешні яе слой і на размешчаную ў ім арматуру A_s. Для панелі як для статычна неазначальнай канструкцыі гэтыя ўздзеянні будуць пераразмяркоўваць намаганні ў сістэме. Летам пры нагараванні знешняга слоя арматура будзе падаўжацца, і гэта прывядзе да яе частковай разгрузкі пры адначасовай дазагрузцы бетону ўнутранага слоя выгінальным момантам. Зімою, наадварот, арматура будзе скарачацца, атрымае дадатковае нацяжэнне і разгрузіць ад выгінальнага моманту бетон унутранага слоя.

Для ўліку тэмпературных уздзеянняў залежнасць (5.30) неабходна запісаць так:

$$\Delta + \delta_{1X} + \delta_{1\alpha} = 0, \tag{5.38}$$

дзе $\delta_{1\alpha}$ — перамяшчэнне пункта A ад скарачэння ці падаўжэння стрыжня A_s (змяненні даўжыні стрыжняў A_{sw} і A'_{sw} пакідаем без увагі як з-за невялікіх іх велічынь, так і з-за размяшчэння іх у слоі ўцяпляльніка, у выніку чаго ім не пагражае вялікі перапад тэмператур):

$$\delta_{1\alpha} = \alpha \Delta T l_s, \tag{5.39}$$

дзе α — каэфіцыент тэмпературнага лінейнага расшырэння, для сталі роўны $12 \cdot 10^{-6}$ град$^{-1}$; ΔT — рознасць тэмператур знешняга і ўнутранага слаёў, роўная $T_{зн}—T_{ун}$; l_s — даўжыня стрыжня, роўная 100 см.

Залежнасць (5.36) пры ўліку тэмпературных уздзеянняў запішацца так:

$$X = \frac{\frac{PL}{E_в}\left[\frac{e_0 + x - ц.ц.}{I}(h - x + d) - \frac{1}{A_в}\right] - \alpha\Delta T l_s}{\frac{l_s}{E_s A_s} + \frac{l'_{sw}}{E'_{sw}A'_{sw}} + \frac{l_{sw}}{E_{sw}A_{sw}} + \frac{l_в(h - x + d)^2}{E_в I}} . \quad (5.40)$$

Напрыклад, летам пры рознасці тэмператур знешняга і ўнутранага слаёў каля +30 °С намаганні ў арматуры A_s у першым прыбліжэнні будуць роўныя 1202 кгс замест 1250 кгс, а зімой пры рознасці каля —50 °С — 1550 кгс. Паколькі напружанні ў арматуры A_s нават пры разбурэнні панелі меншыя, чым іх нарматыўныя значэнні па БНіП, разбуральнае намаганне панелі лімітуецца разбуральным намаганнем бетону ўнутранага слоя. З гэтага вынікае, што найменшы запас здольнасці супраціўлення панель мае летам і менавіта на летнія тэмпературныя ўздзеянні яе трэба разлічваць.

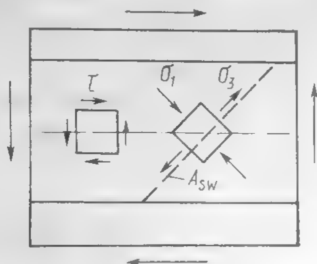
Другой разнавіднасцю ахоўных канструкцый з'яўляюцца панелі, што загружаюцца папярочнымі нагрузкамі. Гэта ў асноўным навясныя і саманясучыя панелі, што ўспрымаюць ветравыя нагрузкі. Звычайна знешнія слаі ў такіх панелях робяцца з цяжкага бетону; з прамежкавым цеплаізаляцыйным слоем яны злучаюцца ў адзінае цэлае металічнымі арматурнымі стрыжнямі. У гэтым выпадку гіпотэза плоскіх сячэнняў не можа быць выкарыстана, паколькі бетонныя слаі аддзелены адзін ад аднаго слоем нізкамодульнага ўцяпляльніка.

З улікам таго што ветравыя нагрузкі з'яўляюцца часовымі, маем магчымасць у рабоце панелі ўлічваць работу ўцяпляльніка, якой бы малой ні была яго жорсткасць і трываласць. Дзякуючы вялікай плошчы кантакту ўцяпляльніка са знешнімі слаямі яго ўклад з'яўляецца істотным. Неабходна толькі ўлічыць страту яго трываласці ў выніку шматразовага замарожвання і адтайвання ў перыяд усяго запланаванага тэрміну эксплуатацыі будынка.

Гібкія сувязі незалежна ад іх формы і размяшчэння ў панелях, калі адсутнічае сярэдні слой уцяпляльніка, як паказаў разлік гэтай статычна неазначальнай канструкцыі, робяць мізэрны ўклад у работу панелі на выгін. Уплыў гібкіх сувязей істотна ўзрастае, калі яны працуюць сумесна з уцяпляльнікам. Справа ў тым, што ўсе цеплаізаляцыйныя матэрыялы, маючы вельмі неаднародную структуру, валодаюць уласцівасцю дылатансіі, г. зн. уласцівасцю пад уплывам напружанняў перакосу павялічваць свой аб'ём. Гэта павінна суправаджацца аддаленнем бе-

тонных слаёў адзін ад аднаго, чаму ствараюць перашкоду якраз гібкія сувязі. Пры гэтым сувязі расцягваюцца, ствараюць рэактыўны ціск на ўцяпляльнік, чым павялічваюць яго трываласць.

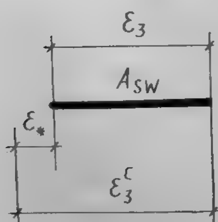
На рыс. 47 паказаны элементарны аб'ём цеплаізаляцыйнага слоя, загружаны намаганнямі перакосу τ, і такі ж аб'ём, загружаны эквівалентнымі τ галоўнымі напружаннямі сціскання і



Рыс. 47. Напружанні перакосу τ ва ўцяпляльніку і эквівалентныя ім нармальныя напружанні σ_1 і σ_3

расцяжэння $\pm\sigma$. У напрамку дзеяння напружання расцяжэння ўстаноўлены стрыжань A_{sw}, які злучае знешнія бетонныя слаі. Зусім відавочна, што дакладнае вызначэнне намагання ў стрыжні і змененага поля напружанняў у слоі ўцяпляльніка ўяўляе сабой вельмі цяжкую задачу, рашэнне якой будзе груваcткім і таму малапрыгодным у практычных адносінах. Акрамя таго, здабытая такім спосабам дакладнасць будзе шмат у чым ілюзорнай, паколькі будзе намнога пераўзыходзіць дакладнасць задання ўсіх зыходных даных і перш за ўсё разліковых нагрузак, трываласных характарыстык бетону і ўцяпляльніка. Таму будзем рашаць гэту задачу прыбліжаным спосабам, зыходзячы з меркавання, што пры наяўнасці стрыжня дэфармацыі цеплаізаляцыйнага слоя і стрыжня такія, што забяспечваюць мінімум дадатковай назапашанай энергіі ў сістэме матэрыял—стрыжань. На рыс. 48 паказаны свабодная дэфармацыя матэрыялу ε_3^c пры $A_{sw}=0$, дэфармацыя матэрыялу і стрыжня ε_3 пры наяўнасці стрыжня. Энергія ў стрыжні A_{sw}

$$U_{sw} = \frac{1}{2} A_{sw} E_{sw} l \, (\varepsilon_3^c - \varepsilon_*)^2. \tag{5.41}$$



Рыс. 48. Да вываду залежнасці (5.44)

Расцягнуты на велічыню ε_3 стрыжань адначасова абціскае матэрыял на велічыню ε_*, што адпавядае энергіі

$$U_y = \frac{1}{2} A_y E_y l \varepsilon_*^2, \qquad (5.42)$$

дзе A_y — плошча сячэння матэрыялу ўцяпляльніка (як правіла, роўная здабытку шырыні панелі на велічыню інтэрвала сувязей); E_y — модуль пругкапластычнасці матэрыялу ўцяпляльніка; l — даўжыня стрыжня ці таўшчыня слоя ўцяпляльніка ў напрамку стрыжня.

Прынятая ўмова мінімуму энергіі запішацца

$$d(U_{sw} + U_y)/d\varepsilon_* = 0, \qquad (5.43)$$

адкуль

$$\varepsilon_* = \frac{A_{sw} A_{sw}}{A_y E_y + A_{sw} E_{sw}} \varepsilon_3^c \equiv K \varepsilon_3^c. \qquad (5.44)$$

Тады дэфармацыі падаўжэння ва ўцяпляльніку пры загружэнні яго перакоснымі напружаннямі

$$-\varepsilon_3 = (1 - K)\varepsilon_1. \qquad (5.45)$$

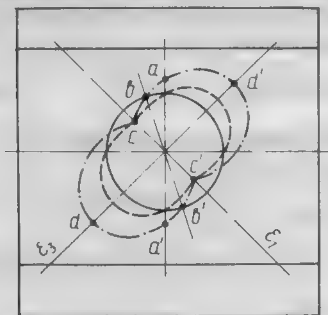
У прынятай намі гіпотэзе тэрмін «дадатковая энергія» азначае, што ўлічвалася толькі энергія матэрыялу ў напрамку ε_3, а не ўся энергія, назапашаная ў тым ліку ад дзеяння напружанняў у напрамку ε_1. Неабходна таксама нагадаць, што пры вывадзе (5.44) не ўлічвалася дэфармацыя ў стрыжні, абумоўленая трэшчынамі адрыву. Гэта спрашчэнне некалькі памяншае энергію стрыжня, аднак хібнасць ад яго ў (5.44) невялікая і апраўдваецца ў выніку прастатой залежнасці. Улік дэфармацый за кошт трэшчын адрыву абавязковы пры знаходжанні агульнай дэфармацыі ў стрыжні і напружанняў у ім. У гэтым выпадку дэфармацыя ў арматурным стрыжні роўная

$$-\varepsilon_3^a = (1 - K)(\varepsilon_1 + q_0 \varepsilon_1^2), \qquad (5.46)$$

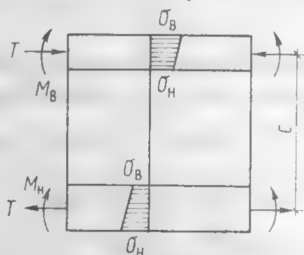
дзе q_0 — модуль дылатансіі ўцяпляльніка па (2.24).

Разгледзім выпадак, калі арматура ўстаноўлена пад адвольным вуглом да галоўных напружанняў. Нагляднае ўяўленне аб размеркаванні дэфармацый пры чыстым перакосе ў залежнасці ад прынятага напрамку дае рыс. 49. Пункты на акружнасці паказваюць адсутнасць дэфармацыі, пункты ўнутры акружнасці — дэфармацыю сціскання, пункты звонку — дэфармацыю расцяжэння. Тады фігура з пункцірнай лініі ўяўляе сабой дэфармацыю недылатансіруючага матэрыялу. Лёгка заўважыць, што калі арматура ў такім матэрыяле ўстаноўлена перпендыкулярна да восі панелі, то яна акажацца незагружанай, паколькі пункты a і a' на перпендыкуляры ляжаць таксама і на акруж-

насці. Але як было сказана вышэй, пераважная большасць цепдаізаляцыйных матэрыялаў, з'яўляючыся крохкімі і грубанеаднароднымі, пад нагрузкай дылатансіруюць, г. зн. павялічваюць свой аб'ём пры перакосе. Дэфармацыі такога матэрыялу на рыс. 49 паказаны штрыхпункцірнай лініяй. У гэтым выпадку становішча арматуры, пры якім яна будзе незагружанай, паказана лініяй bb'. Пры ўстаноўцы стрыжня ў напрамку cc' ён бу-



Рыс. 49. Дэфармацыя пры перакосе дылатансіруючага матэрыялу



Рыс. 50. Размеркаванне ўнутраных момантаў у панелі і падоўжныя напружанні ў знешніх слаях

дзе працаваць на ўкарачэнне, у напрамку aa' і dd' — на расцяжэнне.

Дэфармацыю матэрыялу, які свабодна дылатансіруе, можна апісаць залежнасцю

$$\varepsilon_i^c = -(\varepsilon_1 + q_0\varepsilon_1^2)\cos\alpha + \varepsilon_1 \sin\alpha, \tag{5.47}$$

дзе α — вугал паміж напрамкам i і напрамкам галоўных напружанняў расцяжэння.

Калі здарыцца так, што дэфармацыя ε_i^c па (5.47) дадатная, г. зн. арматура сціснута, то намаганне N_{sw}, якое ўспрымае арматура:

$$N_{sw} = A_{sw}E_{sw}[\varepsilon_1 \sin\alpha - (\varepsilon_1 + q_0\varepsilon_1^2)\cos\alpha]. \tag{5.48}$$

Пералічым гэтае намаганне ў напружанне, эквівалентнае напружанням сціскання ва ўцяпляльніку. Відавочна, што

$$\sigma_1^э = N_{sw}/A_у, \tag{5.49}$$

дзе $A_у$ — плошча слоя ўцяпляльніка (гл. рыс. 51): $A_у = h_у b$.

Тады перакоснае напружанне, якое ўспрымае слой уцяпляльніка сумесна са сціснутай арматурай:

$$\tau_{max} = \sigma_1 + \sigma_1^э = \tau + \sigma_1^э. \tag{5.50}$$

У выпадку, калі дэфармацыя ε_i^c адмоўная, г. зн. арматура расцягнута, то сапраўдную дэфармацыю падаўжэння арматуры знойдзем па залежнасці

$$\varepsilon_i^a = (1 - K)\,\varepsilon_i^c = (1 - K)[\varepsilon_1 \sin\alpha - (\varepsilon_1 + q_0\varepsilon_1^2)\cos\alpha]. \qquad (5.51)$$

Пры ацэнцы дэфармацый уцяпляльніка трэба ўлічыць, што пры адхіленні напрамку A_{sw} ад напрамку галоўных дэфармацый расцяжэння стрымліваючы ўплыў арматуры зніжаецца. Найбольш проста гэта ўлічваецца такім чынам:

$$-\varepsilon_3 = (1 - K\cos\alpha)\,\varepsilon_1, \qquad (5.52)$$

дзе α — вугал паміж напрамкам размяшчэння арматуры і напрамкам галоўных дэфармацый расцяжэння.

Пасля вызначэння ε_3 па (4.45) ці (5.52) падстаўляем ε_1 і ε_3 ва ўмову (5.53), рашаючы якую, знойдзем σ_3:

$$4\varphi\sigma_3^2 + (8R_{п} - 4\varphi E_{у.о}\varepsilon_3)\,\sigma_3 + E_{у.о}^2\beta\varepsilon_1\varepsilon_3 - 8R_{п}E_{у.о}\varepsilon_3 = 0. \qquad (5.53)$$

Умова (5.53) атрымана з (2.20), пры гэтым, паколькі прастора трэшчын свабодная ад напружанняў, член $q_0\varepsilon_1^2$ не ўлічваўся. Далей па ўмове (2.26) вызначаем σ_1 і такім чынам устанаўліваем напружана-дэфармаваны стан ва ўцяпляльніку пры зададзеных ε_1 і A_{sw}. Паколькі наогул страта здольнасці супрацiўлення ў напрамку ε_3 немагчыма да таго моманту, пакуль не выключыцца з работы расцягнутая арматура, пры падліку крытычных перакосных напружанняў ва ўцяпляльніку трэба зыходзіць з характару развіцця напружанняў σ_1 і з улікам таго, што участкі галоўных напружанняў нахілены да восі панелі на 45°, прымаць $\sigma_1 = \tau$.

Каб устанавіць размеркаванне намаганняў у панелі, выкарыстаем тэорыю састаўных стрыжняў і пласцінак Ржаніцына [25]. Згодна з гэтай тэорыяй, знешні выгінальны момант успрымаецца бетоннымі слаямі $M_{в}$ і $M_{н}$, а таксама ўнутранай парай Tc (рыс. 50):

$$M = M_{в} + M_{н} + Tc. \qquad (5.54)$$

Асноўнымі разліковымі залежнасцямі для панелі, што ўспрымае раўнамерна размеркаваную суцэльную (ветравую) нагрузку, з'яўляюцца

$$T = \frac{qc}{2D\Sigma EI}(l^2 - x^2) - \frac{qc}{D\lambda^2\Sigma EI}\left(1 - \frac{\operatorname{ch}\lambda x}{\operatorname{ch}\lambda l}\right); \qquad (5.55)$$

$$\tau = T' = -\frac{qc}{bD\Sigma EI}\,x + \frac{qc}{bD\lambda\Sigma EI}\,\frac{\operatorname{sh}\lambda x}{\operatorname{ch}\lambda l}, \qquad (5.56)$$

дзе q — пагонная нагрузка на панель, кгс/паг. см;

$$D = \frac{1}{A_в E_в} + \frac{1}{A_н E_н} + \frac{c^2}{\Sigma EI}; \qquad (5.56а)$$

$$\Sigma EI = E_в I_в + E_н I_н; \qquad (5.56б)$$

$$F = \frac{G_у b}{h_у}; \qquad (5.56в)$$

$$\lambda = \sqrt{FD}; \qquad (5.56г)$$

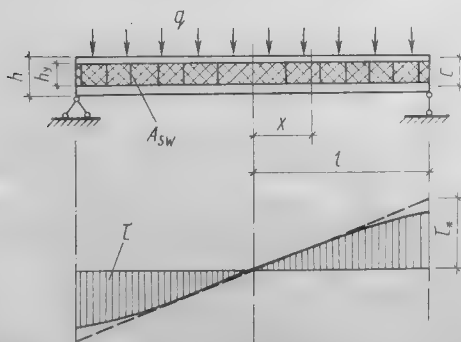
$$\mathrm{sh}\,\lambda x = \frac{e^{\lambda x} - e^{-\lambda x}}{2}; \quad \mathrm{ch}\,\lambda l = \frac{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}{2}; \qquad (5.56д)$$

$E_в$, $E_н$ — модулі пругкасці бетону верхняга і ніжняга слаёў; $I_в$, $I_н$, $A_в$, $A_н$ — адпаведна моманты інерцыі і плошчы сячэнняў слаёў; l, c і x гл. на рыс. 51.

Улічваючы спецыфіку разбурэння панеляў з нізкатрывалым і лёгкім уцяпляльнікам (трываласць уцяпляльніка меншая, чым трываласць знешніх слаёў, на 1—2 парадкі), якая заключаецца ў тым, што разбурэнне панелі пачынаецца з разбурэння ад зруху слоя ўцяпляльніка, у разліках можна выкарыстаць больш простыя залежнасці, якія атрымліваюцца, калі намаганне T, неабходнае для таго, каб знайсці напружанні ў бетонных слаях, вызначаць пасярэдзіне пралёта панелі (у зоне дзеяння максімальнага выгінальнага моманту), а τ — на канцах панелі, дзе зрух найбольшы. Тады

$$T = \frac{qcl^2}{2D\Sigma EI}; \qquad (5.57)$$

$$\tau = \frac{qc}{bD\Sigma EI}\left(l - \frac{1}{\lambda}\right), \qquad (5.58)$$



Рыс. 51. Разліковая мадэль трохслойнай панелі з уцяпляльнікам і гібкімі сувязямі слаёў. Эпюра напружанняў зруху ў слоі ўцяпляльніка

дзе ў (5.58) член $\frac{\operatorname{sh}\lambda l}{\operatorname{ch}\lambda l} = \operatorname{th}\lambda l$ апушчаны, паколькі блізкі да 1.

З-за адсутнасці вывадаў (5.55) і (5.56), прывесці якія няма магчымасці, фізічны сэнс залежнасцей застаецца шмат у чым незразумелым. Прывядзём некаторыя разважанні і суадносіны, якія дапамогуць праясніць іх сутнасць і дазволяць рабіць праверку разлікаў па (5.57) і (5.58).

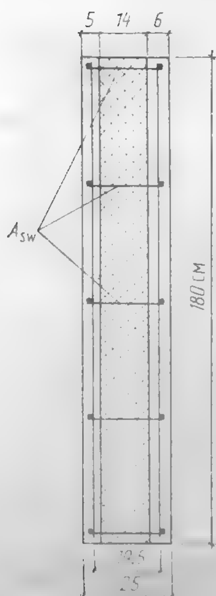
Як вядома, пры інтэнсіўнасці нагрузкі на 1 паг. см, роўнай q, максімальны выгінальны момант пасярэдзіне панелі роўны $qL^2/8$. З умовы роўнасці знешніх і ўнутраных намаганняў гэты момант павінен быць ураўнаважаны ўнутранай парай сіл T, якія маюць плячо, роўнае c. Адкуль

$$T \approx M_{max}/c. \tag{5.59}$$

З-за малой таўшчыні знешніх слаёў гэта намаганне павінна быць забяспечана перакоснымі напружаннямі ў слоі ўцяпляльніка на ўчастку l (рыс. 51). Калі прыняць самы просты выпадак размеркавання напружанняў τ па трохвугольніку, то атрымаем $T \approx \frac{1}{2}\tau_* bl$, адкуль (рыс. 51)

$$\tau_* \approx \frac{2T}{bl}. \tag{5.60}$$

Прыклад 26. Навясная панель прамысловага будынка мае даўжыню 6,0 м и шырыню 1,8 м. Знешнія слаі панелі зроблены з цяжкага бетону класа В10 ($R_{вп}=75$ кгс/см^2, $E_{в.о}=1{,}6\cdot10^5$ кгс/см^2), цеплаізаляцыйны ўнутраны слой — з полістыролбетону аб'ёмнай масай 250 кг/м^3 ($R_с=2$ кгс/см^2, $R_{выг}=1{,}2$ кгс/см^2, $E_{у.о}=2{,}0\cdot10^3$ кгс/см^2). Панель заарміравана пяццю плоскімі каркасамі 5Ф Вр-I ($A_{sw}=0{,}98$ см^2), папярочная арматура ўстаноўлена перпендыкулярна да восі панелі з шагам на канцах панелі, роўным 25 см (рыс. 52). Ветравая нагрузка на панель з улікам нагрузкі на аконныя праёмы роўная 130 кгс/паг. м. Устаноўлена, што да канца тэрміну службы будынка полістыролбетон траціць палову сваёй зыходнай трываласці.



Рыс. 52. Папярочнае сячэнне панелі

Вызначыць напружанні ў бетонных слаях, полістыролбетоне і арматуры пры дадзенай нагрузцы. Устанавіць запас супраціўлення панелі ў канцы яе тэрміну службы.

Знойдзем трываласць уцяпляльніка пры чыстым перакосе з улікам яе падзення з часам напалавіну. Папярэдне вызначым трываласць пры расцяжэнні. Як вядома, для бетону трываласць на расцяжэнне складае прыкладна 0,6 трываласці на расцяжэнне пры выгіне [6], для полістыролбетону гэтыя суадносіны можна прыняць, акругляючы «ў горшы бок», роўнымі 0,5. Тады $R_р=0,6$ кгс/см². Трываласць пры перакосе знойдзем па ўмове трываласці Кулона—Мора $R_c R_р/(R_c+R_р)$. Тады

$$R_п = \frac{1}{2}\,\frac{2\cdot 0,6}{2+0,6} = 0,23 \text{ кгс/см}^2.$$

Характарыстыкі полістыролбетону, знойдзеныя па залежнасцях (2.24), (2.28), (2.30), (2.31): $8R_п=1,84$ кгс/см², $\beta=0,46$, $4\varphi=6,12$, $q_0=650$. Прымем $G_{у.о}=0,5E_{у.о}=1\cdot 10^3$ кгс/см².

1. Разлік пры $q=1,3$ кгс/паг. см, ці $7,22\cdot 10^{-3}$ кгс/см².

Вызначаем велічыні разліковых параметраў:

$$\Sigma EI = 1,6\cdot 10^5\left(\frac{180\cdot 125}{12}+\frac{180\cdot 216}{12}\right) = 8,18\cdot 10^8 \text{ кгс}\cdot\text{см}^2;$$

$$D = \frac{1}{900\cdot 1,6\cdot 10^5}+\frac{1}{1080\cdot 1,6\cdot 10^5}+ \frac{19,5^2}{8,18\cdot 10^8} = 4,77\cdot 10^{-7} \text{ кгс}^{-1};$$

$$F = \frac{1\cdot 10^3\cdot 180}{14} = 12857 \text{ кгс/см}^2; \quad \lambda = 7,83\cdot 10^{-2} \text{ см}^{-1};$$

$$\text{th}\,\lambda l = \text{th}\,(7,83\cdot 10^{-2}\cdot 300) = \text{th}\,23,49 \approx 1.$$

З (5.58) знойдзем, што

$$\tau = \frac{7.22\cdot 10^{-3}\cdot 19,5}{4,77\cdot 10^{-7}\cdot 8,18\cdot 10^8}\left(300-\frac{1}{7,83\cdot 10^{-2}}\right) = 0,104 \text{ кгс/см}^2.$$

Гэта адпавядае вуглавой дэфармацыі, роўнай $0,104/1\cdot 10^{-3} = 1,04\cdot 10^{-4}$, ці лінейнай $\varepsilon_1 = 0,5\gamma = 5,2\cdot 10^{-5}$. Па (5.44) знаходзім

$$K = \frac{0,98\cdot 2\cdot 10^6}{4500\cdot 2\cdot 10^3 + 0,98\cdot 2\cdot 10^6} = 0,182.$$

Па (5.45) вызначым $\varepsilon_3 = (1 - 0,182\cdot 0,7)(5,2\cdot 10^{-5}) = -4,6\cdot 10^{-5}$. Падстаўляючы ε_1 і ε_3 у (5.53) і рашаючы ўраўненне, знойдзем $6,12\sigma_3^2 + [1,84 + 6,12\cdot 2\cdot 10^3(-4,6\cdot 10^{-5})]\,\sigma_3 + (2\cdot 10^3)^2\cdot 0,46\cdot 5,2\times$

$\times 10^{-5}(-4{,}6\cdot 10^{-5}) - 2\cdot 10^{3}\cdot 1{,}84(-4{,}6\cdot 10^{-5}) = 0, \quad \sigma_3 = -0{,}090$ кгс/см². Па (2.26)

$$\sigma_1 = \tau = \frac{5{,}2\cdot 10^{-5}\cdot 2\cdot 10^{3}(1{,}84 - 0{,}55 - 0{,}049)}{1{,}29} = 0{,}103 \text{ кгс/см}^2.$$

Паколькі атрыманае напружанне фактычна супала з зададзеным (гэта сведчыць аб тым, што матэрыял працаваў фактычна ў пругкай стадыі), далейшыя прыбліжэнні можна не рабіць. Напружана-дэфармаваны стан полістыролбетону ўстаноўлены.

Вызначым напружанні ў арматуры, папярэдне ўстанавіўшы па (5.51) дэфармацыі арматуры:

$$\varepsilon_i^a = (1 - 0{,}182)\cdot[5{,}2\cdot 10^{-5}\cdot 0{,}7 -$$

$$-(5{,}2\cdot 10^{-5} + 650(5{,}2\cdot 10^{-5})^2\cdot 0{,}7] = 1{,}00\cdot 10^{-6};$$

$$\sigma_a = 1{,}00\cdot 10^{-6}\cdot 2\cdot 10^{6} = -2{,}0 \text{ кгс/см}^2.$$

Знойдзем напружанні ў бетонных слаях. Па (5.57)

$$T = \frac{1{,}3\cdot 19{,}5\cdot 5\cdot 300^2}{2\cdot 4{,}77\cdot 10^{-7}\cdot 8{,}18\cdot 10^{8}} = 2923 \text{ кгс},$$

$Tc = 56998$ кгс·см, $M_{max} = 1{,}3\cdot 600^2/8 = 58500$ кгс·см, $M_в + M_н = M_{max} - Tc = 1501$ кгс·см.

Зыходзячы з аднолькавай крывізны абодвух слаёў (паралельнасці эпюр напружанняў у слаях), моманты ў іх размяркоўваюцца прапарцыянальна адносінам кубоў таўшчынь слаёў, г. зн. мае месца прапорцыя (гл. рыс. 50)

$$(h_в/h_н)^3 = M_в/M_н, \qquad (5.61)$$

адкуль $M_н = 951$ кгс·см; $M_в = 549$ кгс·см.

Напружанні на паверхнях слаёў знойдзем па вядомых залежнасцях нецэнтраванага сціскання (расцяжэння) (па рыс. 51): верхні слой

$$\sigma_{в.н} = \frac{2923}{900} \pm \frac{549}{750},$$

$$\sigma_в = +3{,}97 \text{ кгс/см}^2, \quad \sigma_н = +2{,}51 \text{ кгс/см}^2;$$

ніжні слой

$$\sigma_{в.н} = -\frac{2923}{1080} \pm \frac{951}{1080},$$

$$\sigma_в = -1{,}82 \text{ кгс/см}^2, \quad \sigma_н = -3{,}58 \text{ кгс/см}^2.$$

Як бачым, пры дадзенай нагрузцы ў расцягнутай зоне не ўтвараюцца нават трэшчыны, паколькі $-3{,}58 < [R_р] \approx -10$ кгс/см².

Пяройдзем да вызначэння разбуральных намаганняў панелі.

Найбольш проста (без увядзення дадатковых гіпотэз) іх можна вызначыць, даючы паслядоўна ўзрастаючыя нагрузкі і падлічваючы перакосныя напружанні, якія ім адпавядаюць. Першай нагрузкай для разліку можна прыняць такую, якую вытрымала б панель, не маючы папярочнай арматуры (пры гэтым пакідаем без увагі пластычнасць полістыролбетону). Гэта можна зрабіць, звярнуўшыся да прапорцыі

$$0,103/0,23 = 1,3/q,$$

адкуль $q = 2,7$ кгс/паг. см.

2. Разлік пры $q = 2,7$ кгс/паг. см, ці $1,5 \cdot 10^{-2}$ кгс/см².

У якасці першага прыбліжэння прымем работу полістыролбетону пругкай. Знаходзім вуглавую дэфармацыю, якая адпавядае напружанням 0,23 кгс/см². Яна роўная $2,3 \cdot 10^{-4}$. Лінейная дэфармацыя $2,3 \cdot 10^{-4}/2 = 1,15 \cdot 10^{-4}$. Паколькі полістыролбетон працуе пругка, велічыня параметра K застаецца ранейшай, роўнай 0,182. Па (5.52) знаходзім дэфармацыю ε_3, яна роўная $-0,94 \cdot 10^{-4}$. Па (5.53) вызначаем σ_3:

$$6,12\sigma_3^2 + (1,84 + 1,15)\,\sigma_3 - 0,0199 + 0,345 = 0,$$

адкуль $\sigma_3 = -0,178$ кгс/см². Па (2.26) знаходзім $\sigma_1 = \tau = 0,197$ кгс/см².

Як бачым, атрыманыя напружанні не супадаюць з зададзенымі, чаго і трэба было чакаць, паколькі пры гэтай нагрузцы пластычнаць полістыролбетону ўжо істотная.

Па другому прыбліжэнню вызначаем новы модуль перакосу полістыролбетону:

$$G_у = 0,197/2,3 \cdot 10^{-4} = 859 \text{ кгс/см}^2.$$

Знаходзім нанава характарыстыкі F і λ: $F = 11044$ кгс/см², $\lambda = 7,25 \cdot 10^{-2}$ см$^{-1}$. Пластычнасць цяжкага бетону пакідаем без увагі. З умовы (5.58) нанава вызначаем τ ($\tau = 0,214$ кгс/см²), а таксама вуглавую дэфармацыю, што адпавядае гэтаму напружанню і новаму модулю: $\gamma = 0,214/859 = 2,5 \cdot 10^{-4}$, $\varepsilon_1 = 1,25 \cdot 10^{-4}$. Па (5.44) нанава находзім K: $K = 0,20$. Па (5.45) вызначаем ε_3: $\varepsilon_3 = -1,0 \cdot 10^{-4}$. Па (5.53) знаходзім σ_3 ($\sigma_3 = -0,171$ кгс/см²), а па (2.26) — $\sigma_1 = \tau = 0,215$ кгс/см². Паколькі $0,215 \approx 0,214$, прыбліжэнні можна спыніць. Напружана-дэфармаваны стан выяўлены.

3. Разлік пры $q = 3,2$ кгс/паг. см, ці $1,777 \cdot 10^{-2}$ кгс/см².

Паколькі $G_у$ пры гэтай нагрузцы напэўна меншае, чым $G_у$ у папярэднім разліку, разлік першага прыбліжэння зробім не пры пругкай рабоце полістыролбетону, а пры F, роўным F у папярэднім разліку. Тады $\lambda = 7,25 \cdot 10^{-2}$. Знойдзем максімальныя напружанні, якія адпавядаюць дадзенай нагрузцы і пластычнасці полістэролбетону: $\tau = 8,88 \cdot 10^{-4}(300 - 13,8) = 2,54 \cdot 10^{-1}$ кгс/см². Вызначым новую вуглавую дэфармацыю ($2,96 \cdot 10^{-4}$). Лінейная дэфармацыя пры гэтым $1,48 \cdot 10^{-4}$. Велічыню параметра K так-

сама бяром з папярэдняга разліку — 0,20. Дэфармацыя ε_3 па (5,45) складае —$1,18\cdot10^{-4}$. Напружанні σ_3, знойдзеныя па (5.53), роўныя —0,189 кгс/см², а напружанні $\sigma_1=\tau$, знойдзеныя па (2.26), —0,24 кгс/см².

Пры другім прыбліжэнні знаходзім новы модуль полістыролбетону: $G_y=0,24/2,96\cdot10^{-4}=810$ кгс/см². Новая характарыстыка $\lambda=7,05\cdot10^{-2}$. Новая велічыня напружання засталася фактычна без змен—0,253 кгс/см². Новая вуглавая дэфармацыя $0,253/810=3,13\cdot10^{-4}$, лінейная $1,56\cdot10^{-4}$. Новае значэнне параметра K роўнае 0,21. Лінейная дэфармацыя $\varepsilon_3=-1,23\cdot10^{-4}$. Па (5.53) знаходзім напружанні σ_3, яны роўныя —0,194 кгс/см². Напружанні σ_3 па (2.26) складаюць 0,243 кгс/см². Паколькі $0,243\approx0,253$, прыбліжэнні можна спыніць.

4. Назначаем $q=3,7$ кгс/паг. см, ці $2,05\cdot10^{-2}$ кгс/см².

Карыстаючыся характарыстыкай λ папярэдняга разліку, знойдзем, што $\tau=0,293$ кгс/см². Вуглавая дэфармацыя $0,293/810=3,61\cdot10^{-4}$, лінейная $1,8\cdot10^{-4}$. З папярэдняга разліку $K=0,21$. Лінейная дэфармацыя $\varepsilon_3=-1,427\cdot10^{-4}$. Па (5.53) вызначым, што гэтым лінейным дэфармацыям адпавядае напружанне $\sigma_3=-0,206$ кгс/см². Па (2.26) знойдзем напружанні $\sigma_1=\tau=0,256$ кгс/см².

Другое прыбліжэнне: $G_y=0,256/3,61\cdot10^{-4}=711$ кгс/см², $\lambda=6,6\cdot10^{-2}$ см$^{-1}$, $\tau=1,02\cdot10^{-3}(300-15,1)=0,29$ кгс/см². Новая вуглавая дэфармацыя $4,08\cdot10^{-4}$, новая лінейная $2,04\cdot10^{-4}$. Вызначаем нанава параметр K, ён роўны 0,23. Тады дэфармацыя $\varepsilon_3=-1,56\cdot10^{-4}$. Па (5.53) $\sigma_3=-0,208$ кгс/см², па (2.26) $\sigma_1=\tau=0,273$ кгс/см².

Трэцяе прыбліжэнне: $G_y=669$ кгс/см², $F=8608$ кгс/см², $\lambda=6,4\cdot10^{-2}$ см$^{-1}$, $\tau=0,29$ кгс/см². Новая вуглавая дэфармацыя $4,33\cdot10^{-4}$, лінейная $2,16\cdot10^{-4}$. Параметр K пры новым модулі полістыролбетону 0,245. Дэфармацыя $\varepsilon_3=-1,629\cdot10^{-4}$. Напружанні $\sigma_3=0,21$ кгс/см². Напружанні $\sigma_1=\tau=0,276$ кгс/см².

Чацвёртае прыбліжэнне: $G_y=639$ кгс/см², $\lambda=6,26\cdot10^{-2}$ см$^{-1}$, $\tau=0,288$ кгс/см². Новая вуглавая дэфармацыя $4,53\cdot10^{-4}$, лінейная $2,26\cdot10^{-4}$. Новы параметр $K=0,25$. Дэфармацыя $\varepsilon_3=1,69\cdot10^{-4}$. Напружанні $\varepsilon_3=-0,211$ кгс/см². Напружанні $\sigma_1=\tau=0,28$ кгс/см².

Павольная сыходнасць разліку пры дадзенай нагрузцы сведчыць пра тое, што гранічны стан полістыролбетону фактычна дасягнуты. Полістыролбетон праяўляе вялікія пластычныя дэфармацыі, зрушэнне слаёў бетону адносна адзін аднаго, як фіксуецца ў эксперыментах, дасягае некалькіх сантыметраў.

5. Зробім разлік пры $q=4,5$ кгс/паг. см, ці $2,5\cdot10^{-2}$ кгс/см².

Апускаючы ўсе прамежкавыя выкладкі, правядзём толькі асноўныя вынікі: $G_y=639$ кгс/см², $\tau=0,35$ кгс/см², $\gamma=5,47\cdot10^{-4}$, $\varepsilon_1=2,74\cdot10^{-4}$, $K=0,25$, $\varepsilon_3=-2,05\cdot10^{-4}$, $\sigma_3=-0,214$ кгс/см², $\sigma_1=\tau=0,285$ кгс/см².

Другое прыбліжэнне: $G_y=522$ кгс/см², $F=6719$ кгс/см², $\lambda=$

$= 5{,}66 \cdot 10^{-2}$ кгс, $\tau = 0{,}35$ кгс/см², $\gamma = 7{,}7 \cdot 10^{-4}$, $\varepsilon_1 = 3{,}35 \cdot 10^{-4}$, $K = 0{,}29$, $\varepsilon_3 = -0{,}236 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_3 = -0{,}211$ кгс/см², $\sigma_1 = \tau = 0{,}29$ кгс/см².

Трэцяе прыбліжэнне: $G_у = 437$ кгс/см², $F = 5626$ кгс/см², $\lambda = 5{,}18 \cdot 10^{-2}$ см⁻¹, $\tau = 0{,}348$ кгс/см², $\gamma = 7{,}9 \cdot 10^{-4}$, $\varepsilon_1 = 3{,}98 \cdot 10^{-4}$, $K = 0{,}33$, $\varepsilon_3 = -2{,}65 \cdot 10^{-4}$, $\sigma_3 = -0{,}20$ кгс/см², $\sigma_1 = \tau = 0{,}304$ кгс/см².

Чацвёртае прыбліжэнне: $G_у = 384$ кгс/см², $\lambda = 4{,}85 \cdot 10^{-2}$ см⁻¹, $\tau = 0{,}346$ кгс/см², $\gamma = 9 \cdot 10^{-4}$, $\varepsilon_1 = 4{,}5 \cdot 10^{-4}$, $K = 0{,}36$, $\varepsilon_3 = -2{,}88 \cdot 10^{-4}$, $\sigma_3 = -0{,}198$ кгс/см², $\sigma_1 = \tau = 0{,}305$ кгс/см². Як бачым, рост дэфармацый не суправаджаецца істотным ростам напружанняў, і гэта зноў пацвярджае, што полістыролбетон разбураны.

6. Нарэшце, каб канчаткова ўпэўніцца ў страце супраціўлення панеллю, зробім яшчэ адзін разлік пры $q = 5$ кгс/паг. см, або $2{,}77 \cdot 10^{-2}$ кгс/см².

Зыходзячы з характарыстык папярэдняга разліку, знойдзем $\tau = 1{,}38 \cdot 10^{-3}(300 - 20{,}6) = 0{,}385$ кгс/см², $\gamma = 1 \cdot 10^{-3}$, $\varepsilon_1 = 0{,}5 \cdot 10^{-3}$, $K = 0{,}36$, $\varepsilon_3 = -3{,}2 \cdot 10^{-4}$, $\sigma_3 = -0{,}287$ кгс/см². Напружанні $\sigma_1 = \tau$ па (2.26) атрымліваюцца меншымі за нуль. Апошняе ёсць сведчанне поўнага выключэння полістыролбетону з работы.

Нагадаем, што запас здольнасці супраціўлення трэба правяраць не па адносінах $\tau/R_п$, а па адносінах $q/q_{экс}$. Справа ў тым, што са зніжэннем жорсткасці ўцяпляльніка мяняецца форма эпюры τ (яна становіцца менш трохвугольнай і больш выпуклай) і таму адносіны $\tau/R_п$ будуць заніжаць сапраўдны запас трываласці.

Такім чынам, найбольшая нагрузка q, якую можа вытрымаць панель, роўная 3,7 кгс/паг. см. Эксплуатацыйная нагрузка 1,3 кгс/паг. см. Значыць, запас супраціўлення 3,7/1,3=2,85.

Вызначаем дэфармацыі ў папярочных сувязях пры гэтай нагрузцы. Згодна з (5.51),

$$\varepsilon_i^a = (1 - 0{,}25)[2{,}26 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}7 -$$
$$- (2{,}26 \cdot 10^{-4} + 650\,(2{,}26 \cdot 10^{-4})^2 \cdot 0{,}7] = -1{,}74 \cdot 10^{-5}.$$

Гэтым дэфармацыям адпавядаюць напружанні, роўныя —34,8 кгс/см².

Каб не загрувашчваць тэкст лічбамі, выкладзем алгарытм разліку.

1. Назначаюць разліковую нагрузку. Калі мэта разліку — вызначэнне напружанняў у панелі ў эксплуатацыйнай стадыі, то гэтая нагрузка эксплуатацыйная і знаходзіцца згодна з п. 6.1.2. Калі мэта — вызначэнне разбуральнай нагрузкі панелі і яе запасу супраціўлення, то першай нагрузкай з'яўляецца разбуральная нагрузка, вызначаная прыбліжаным разлікам па залежнасцях (5.59), (5.60).

2. Прымаюць работу ўцяпляльніка полістыролбетону пругкай

і знаходзяць значэнні разліковых параметраў па формулах (5.56а) — (5.56г) для залежнасцей T па формуле (5.57) і τ па формуле (5.58). Вызначаюць T і τ.

3. Раздзяліўшы τ на пругкі модуль зруху полістыролбетону $G_{y.0}$, вызначаюць вуглавую дэфармацыю γ і лінейную ε_1, роўную $\gamma/2$.

4. Знаходзяць параметр K па формуле (5.44).

5. Вызначаюць ε_3 па формуле (5.45).

6. Падстаўляючы ε_1 і ε_3 у (5.53), знаходзяць напружанне σ_3.

7. Вызначаюць велічыню $\sigma_1=\tau$ па формуле (2.26).

8. Параўноўваюць τ па 7 з τ па 2. Калі розніца неістотная, то напружаны стан ў полістыролбетону і нагрузка q вызначаны. Калі розніца істотная, то неабходна зрабіць наступнае набліжэнне.

9. Раздзяліўшы τ па 7 на γ па 3, знаходзяць новы модуль G_y.

10. Улічыўшы новыя дэфармацыйныя характарыстыкі ўцяпляльніка, вызначаюць нанава параметры па формулах (5.56а) — (5.56г), а затым T і τ.

11. Раздзяліўшы атрыманае τ на новы модуль G_y па 9, знаходзяць γ, а затым ε_1.

12. З улікам новага значэння модуля G_y (больш дакладна E_y) вызначаюць новае значэнне параметра K.

13. З улікам новага значэння параметра K знаходзяць па формуле (5.45) дэфармацыю ε_3.

14. Вызначаюць напружанне σ_3 па формуле (5.53).

15. Знаходзяць напружанні σ_1 і τ па формуле (2.26).

16. Параўноўваюць атрыманую велічыню τ з велічынёй τ па разліку у п. 10 і ў залежнасці ад іх адпаведнасці прымаюць рашэнне ці аб сканчэнні разліку, ці аб наступным прыбліжэнні па ўказанай методыцы.

17. Для вызначэння разбуральнай нагрузкі, назначаючы ўсё большыя і большыя велічыні нагрузкі q, знаходзяць па G_y з папярэдняга разліку новыя велічыні F і λ, а затым па (5.56) — новае значэнне τ; падзяліўшы τ на G_y, знаходзяць новыя значэнні велічынь γ і ε_1, падзяліўшы τ на γ, знаходзяць новыя велічыні G_y і E_y; затым па (5.44) знаходзяць новае значэнне каэфіцыента K, па (5.45) — новае значэнне ε_3 і па (5.53) — новую велічыню σ_3; затым па (2.26) вызначаюць велічыню $\sigma_1=\tau$.

Калі ў выніку некалькіх прыбліжэнняў па гэтым алгарытме не ўдаецца дасягнуць (у межах зададзенай дакладнасці) роўнасці τ па (5.56) і τ па (2.26), то панель лічыцца разбуранай.

5.7. РАЗЛІК ЭЛЕМЕНТАЎ НА СУМЕСНАЕ ДЗЕЯННЕ ВЫГІНУ І ПАПЯРОЧНАЙ СІЛЫ

У жалезабетонных канструкцыях, што працуюць на выгін ад папярочных сіл, узнікаюць акрамя падоўжных напружанняў таксама і перакосныя. У тых выпадках, калі перакосныя напружанні нельга пакінуць без увагі (што адбываецца, калі пралёт зрэзу

меншы за 4—5 h_0), канструкцыі разлічваюць па так званым нахіленым сячэнні. У традыцыйным пластычным падыходзе разлікі на выгінальны момант і папярочную сілу існуюць незалежна адзін ад аднаго, што прыводзіць вельмі часта да парадаксальных выпадкаў, калі гэтыя разлікі прагназіруюць розныя разбуральныя намаганні аднаго і таго ж сячэння або патрабуюць рознага арміравання. Між тым зусім зразумела, што абодва разлікі павінны паказваць адно і тое ж супраціўленне, а дабаўленне падоўжнай арматуры — павялічваць разбуральнае намаганне па Q, гэтаксама як дабаўленне папярочнай арматуры павінна павялічваць разбуральнае намаганне па M.

Асноўныя прынцыпы разліку канструкцый пры сумесным дзеянні M і Q былі выкладзены ў параграфе 3.3. Неабходна яшчэ дадаць наступнае.

1. Пасля вызначэння галоўных напружанняў σ_3 і σ_1, а таксама вугла нахілу галоўных пляцовак пры вызначэнні σ_x і τ могуць мець месца два выпадкі:

а) калі $\varepsilon_x \geqslant \varepsilon_y$, то

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \theta}{1 + \operatorname{tg}^2 \theta}, \tag{5.62}$$

$$\tau = (\sigma_x - \sigma_3) \operatorname{tg} \theta; \tag{5.63}$$

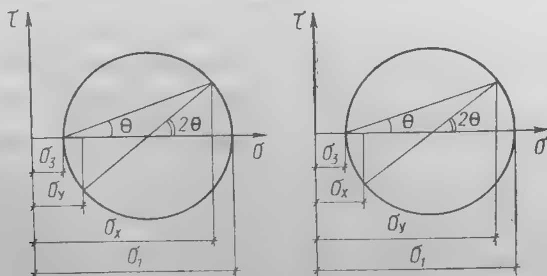
б) калі $\varepsilon_x < \varepsilon_y$, то

$$\sigma_x = \frac{\sigma_3 + \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \theta}{1 + \operatorname{tg}^2 \theta}, \tag{5.64}$$

$$\tau = \frac{\sigma_x - \sigma_3}{\operatorname{tg} \theta}. \tag{5.65}$$

Вывад формул робіцца на аснове агульных залежнасцей, што вынікаюць з кругоў Мора (рыс. 53).

2. Згодна з прынятай разліковай мадэллю (рыс. 54), уся папярочная арматура, якую перасякае трэшчына, умоўна канцэн-

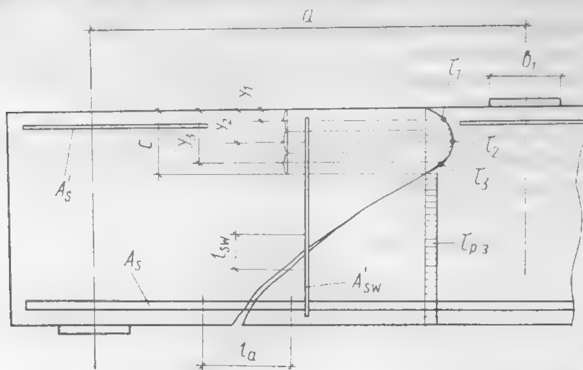


Рыс. 53. Да вываду залежнасцей (5.62)—(5.65)

труецца ў пункце на адлегласці, роўнай 2/3 даўжыні праекцыі трэшчыны ад яе канца на падоўжную вось бэлькі. Тады перамяшчэнне гэтага пункта ў функцыі вугла перакосу бетону расцягнутай зоны γ (у залежнасці (3.25) гэта вугал γ_1) запішацца

$$\Delta = \frac{2}{3}\frac{h_0 - c}{\operatorname{tg}\omega}\gamma(1 - n). \tag{5.66}$$

3. Напружанні расцяжэння ў папярочнай арматуры размеркаваны вельмі нераўнамерна. Як паказалі эксперыменты (гл.



Рыс. 54. Да разліку бэлек на папярочную сілу

рыс. 20), яны найбольшыя ў месцы перасячэння арматуры трэшчынай, а на ўчастках, роўных прыкладна 3—4 дыяметрам ад трэшчыны, фактычна роўныя нулю. Разліковую даўжыню 6—8 дыяметраў хамутоў пры трохвугольнай эпюры прымае таксама В. Н. Байкоў [26]. Але на гэтым участку напружанні мяняюцца ад максімуму да нуля, таму для вызначэння разліковых, умоўных дэфармацый у арматуры трэба браць чвэрць l_{sw} і тады

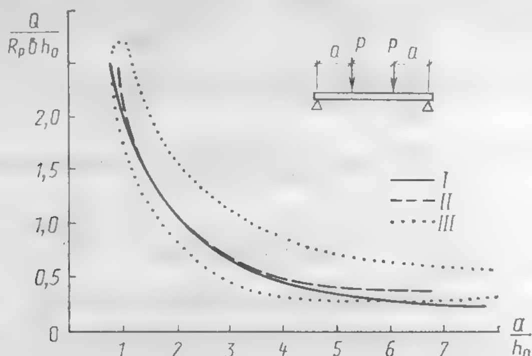
$$\varepsilon = \frac{\Delta}{0{,}25 l_{sw}}. \tag{5.67}$$

4. Пры разліку канструкцый пры нагрузках, меншых за разбуральныя, напрыклад эксплуатацыйных, можна прыняць, што бетон расцягнутай зоны працуе пругка. Але ў разбуральнай стадыі бетон паблізу ад крытычнай трэшчыны, як правіла, пранізваецца малымі трэшчынамі, і таму участак, на якім выгінаецца падоўжная арматура, павялічваецца. Усё гэта прыводзіць да таго, што ўклад у работу папярочнай арматуры да моманту канчатковай страты здольнасці супраціўлення ўзрастае. Гэта знаходзіць пацвярджэнне ў эксперыментах [8]. Улічым гэту акалічнасць такім чынам, што пры вызначэнні параметра n у разбуральнай стадыі ўвядзём перад n каэфіцыент 2. Тады

$$n_p = \frac{n_s + 2n_{sw}}{n_в + n_s + 2n_{sw}}. \qquad (5.68)$$

У выпадку пераходу папярочнай арматуры ў пругкапластычную стадыю параметр n_{sw} з новым модулем E_{sw} пералічваецца па (3.26) (гл. прыклад 29).

5. У ніжэйпрыведзеных прыкладах былі выбраны бэлькі з пралётам зрэзу $a/h_0=2$—2,5. Але ў ходзе праверкі тэорыі разліч-



Рыс. 55. Залежнасць $Q=f(a/h_0)$: *I* — па формуле $Q=(2R_p bh_0)/a$; *II* — па прапанаванай методыцы; *III* — вобласць эксперыментальных даных

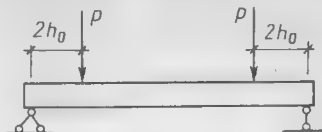
валіся бэлькі з большымі і меншымі за гэты пралётамі зрэзу. Калі сумясціць атрыманую крывую $Q=f(a/h_0)$ з аналагічнай крывой па БНіП $Q=(2R_p bh_0^2)/a$ у пункце $a/h_0=2$, а таксама налажыць абедзве крывыя на вобласць эксперыментальных даных, то можна заўважыць, што крывая па прапанаванай тэорыі добра апраксіміруе гэтыя даныя, прычым пры вялікіх пралётах зрэзу лепш, чым крывая па БНіП.

Найменшым пралётам зрэзу, пры якім можна прымяняць методыку, з'яўляецца пралёт, роўны 1. Пры меншых пралётах (нават пры тым, што экстрапаліруемая крывая размяшчаецца сярод эксперыментальных даных), калі разбурэнне бэлек абумоўлена перакоснымі напружаннямі паблізу ад нейтральнай восі, г. зн. разліковая мадэль больш не адлюстроўвае сутнасці з'явы, методыкай разліку карыстацца не трэба (рыс. 55).

6. Пры загружэнні канструкцый раўнамерна размеркаванай нагрузкай папярочныя дэфармацыі трэба вызначаць па (3.52). Значэнні *M* і *Q* для разліку неабходна прымаць, згодна з рэкамендацыямі [8], у сячэнні, размешчаным на адлегласці, роўнай прыкладна палавіне адлегласці ад апоры да сярэдзіны пралёта. Дакладнае значэнне разліковага сячэння, якое адпавядае мінімуму супраціўлення, выяўляецца шляхам некалькіх пробных разлікаў у сячэннях, блізкіх да ўказанага. Мэтазгодна перад тым,

як разлічваць бэльку на папярочную сілу, зрабіць разлік яе супраціўленняў у сячэннях, дзе $Q=0$.

Прыклад 27. Бэлька 3 [8] зроблена з цяжкага бетону кубікавай трываласцю 260 кгс/см² з модулем пругкасці $3\cdot10^5$ кгс/см². Прымем прызменную трываласць роўнай 200 кгс/см², тады трываласная характарыстыка $8R_п=208$ кгс/см². Шырыня бэлькі 15,5 см, вышыня 30 см, адлегласць да ніжняй арматуры 26 см.



Рыс. 56. Схема загружэння бэлькі БТ1-1 і бэлек [8], выпрабаваных на папярочную сілу

Заарміравана 2∅20А$_т$-IV, $A_s=6{,}28$ см², $\sigma_{0,2}=7730$ кгс/см². Папярочнай арматуры няма.

Вызначыць напружана-дэфармаваны стан пры папярочнай сіле 5000 кгс, а таксама разбуральную нагрузку. Бэлька загружана дзвюма сканцэнтраванымі сіламі, пралёты зрэзу $2h_0$ (рыс. 56).

Пры наяўнасці папярочнай сілы разлік трэба весці з параметрамі трывалай зоны a (сціск-расцяжэнне), для якой па (2.31) $4\varphi=$ $=6{,}92$, $\beta=0{,}26$. Па (3.20) $\alpha=\dfrac{2}{8-2}+1=1{,}33$; па (3.11)

$\operatorname{tg}\omega=\dfrac{310000/30+5000}{35000}=1{,}0$; па (3.19), папярэдне вызначыўшы момант інерцыі арматурнага стрыжня па формуле $\pi d^4/64$, знойдзем l_a:

$$l_a=1{,}33\cdot6\sqrt[4]{\frac{1{,}9\cdot10^6\cdot0{,}785}{3\cdot10^5}}=11{,}9 \text{ см}.$$

Паколькі сячэнне бэлькі прамавугольнае і няма папярочнай арматуры, можна загадзя, не вызначаючы вышыні сціснутай зоны, знайсці n па (3.26):

$$n=\frac{\dfrac{488\cdot1{,}9\cdot10^6\cdot2\cdot0{,}785}{11{,}9^3\cdot1{,}0}}{15{,}5\cdot1{,}5\cdot10^5+\dfrac{488\cdot1{,}9\cdot10^6\cdot2\cdot0{,}785}{11{,}9^3\cdot1{,}0}}=0{,}27.$$

Першае прыбліжэнне. Размеркаванне дэфармацый будзем шукаць з умовы пругкай работы матэрыялаў па залежнасцях супраціўлення матэрыялаў. Момант інерцыі сячэння па залеж-

Таблiца 5.29

Пункт разліку	y_i	ε_x	ε_y	γ	ε_1	ε_3	σ_3	σ_1	tg θ	$tg^2 \theta$	σ_x	τ
1	2,5	3,7	0,77	0,92	3,77	0,700	19	103,3	0,15	0,023	101	12,3
2	7,5	2,22	0,86	1,68	2,62	0,459	12,8	73,2	0,47	0,227	62	23,12
3	12,5	0,74	0,89	0,92	1,28	0,348	10,0	37,0	0,85	0,72	21	13,3
A_s	26,0	—3,22	—	—	—	—	—	—	—	—	—612	—

насці $bh^3/12$ роўны 34875 см⁴; $c=x=15$ см. Дэфармацыя на верхняй грані

$$\varepsilon_в = \frac{310000 \cdot 15}{34875 \cdot 3 \cdot 10^5} = 4{,}44 \cdot 10^{-4};$$

па (3.46) вызначаем сярэднюю вуглавую дэфармацыю

$$\gamma_{с.з} = \frac{5000}{1{,}5 \cdot 10^5 (15 \cdot 15{,}5 + 0{,}27 \cdot 15 \cdot 15{,}5)} = 1{,}13 \cdot 10^{-4}.$$

Паколькі сячэнне прамавугольнае, размеркаванне вуглавых дэфармацый можна знайсці па больш простай, прыватнай формуле (3.28). Дзелім сціснутую зону на тры роўныя па вышыні паласы. Знаходзім адлегласць да цэнтраў гэтых палос y_i, а у цэнтрах палос — падоўжныя дэфармацыі па (3.42). Для таго каб назначыць папярочныя дэфармацыі ε_y, выявім спачатку па (3.51) умоўную разліковую велічыню загрузачнай пляцоўкі. Яна роўная 162 см². Па (3.50)

$$\varepsilon_{yi} = \frac{2 \cdot 5000}{162 \cdot 3 \cdot 10^5} \frac{30 - y_i}{30} - 0{,}3\varepsilon_{xi}.$$

Па (3.5) знаходзім ε_1, па (3.6) — ε_3, па (5.53) — σ_3, па (2.26) — σ_1. Пры вызначэнні ε_1, ε_3, tg θ, σ_x, τ трэба ўлічваць, якая дэфармацыя большая за ε_x ці ε_y. У нашым выпадку для трэцяй паласы залежнасці для вызначэння іншыя, чым для дзвюх першых палос. Вынікі ўсіх гэтых разлікаў заносім у табл. 5.29.

Раздзяліўшы адпаведныя падоўжныя напружанні на дэфармацыі, знойдзем модулі дэфармацыі: для крайняй паласы — $2{,}73 \cdot 10^5$ кгс/см², для сярэдняй — $2{,}79 \cdot 10^5$, для той, што прымыкае да нейтральнай восі,— $2{,}89 \cdot 10^5$. Для зручнасці запісу ва ўсіх дэфармацыях апушчана велічыня 10^{-4}. Па (3.38) знойдзем цэнтр супраціўлення сячэння (плошча сячэння адной паласы роўная 77,5 см²):

$$x = \frac{77{,}5 (2{,}73 \cdot 2{,}5 + 2{,}79 \cdot 7{,}5 + 2{,}89 \cdot 12{,}5) + 6{,}28 \cdot 19 \cdot 26}{77{,}5 (2{,}73 + 2{,}79 + 2{,}89) 6{,}28 \cdot 19} =$$

$$= 10{,}4 \text{ см.}$$

Вызначаем па (3.36) намаганні ў сячэнні:

$$M = 77{,}5(101\cdot 12{,}5 + 62\cdot 7{,}5 + 21\cdot 2{,}5) - 612\cdot 6{,}28(15 - 26) -$$
$$- (15 - 10{,}4)[77{,}5\cdot(101 + 62 + 21) - 612\cdot 6{,}28] = 132200 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Бачым, што выгінальны момант, які адпавядае дэфармацыям табліцы, значна меншы, чым разліковы. Такім чынам, неабходна карэкціроўка. Для гэтага знойдзем па (3.41) дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c = \frac{(15 - 10{,}4)}{15}\cdot 4{,}44\cdot 10^{-4} = 1{,}36\cdot 10^{-4}.$$

Карэкціроўку правядзём па (3.43), (3.44), пры гэтым для скарачэння запісу велічыню 10^{-4} апускаем:

$$\varepsilon_в = 4{,}44 - 1{,}36 + \left(\frac{310000}{132000} - 1\right)(4{,}44 - 1{,}36) = 7{,}22;$$

$$\varepsilon_s = -3{,}22 - 1{,}36 + \frac{10{,}4 - 26}{10{,}4}\times$$
$$\times\left(\frac{310000}{132000} - 1\right)(4{,}44 - 1{,}36) = -10{,}76.$$

Па (3.39) нанава вызначаем вышыню сціснутай зоны:

$$c = \frac{7{,}22}{7{,}22 + 10{,}76}26 = 10{,}4 \text{ см}.$$

Другое прыбліжэнне. Новы модуль дэфармацыі бетону знойдзем як сярэдняе арыфметычнае модуляў у палосах папярэдняга разліку. Ён роўны $2{,}8\cdot 10^5$ кгс/см². Вызначым па (3.48) новую сярэднюю дэфармацыю:

$$\gamma_{с.з} = \frac{5000}{1{,}4\cdot 10^5\cdot 15{,}5\cdot 10{,}4 + 1{,}5\cdot 10^5\cdot 15{,}5(30 - 10{,}4)0{,}27} =$$
$$= 1{,}41\cdot 10^{-4}.$$

Паўтараем па тых самых залежнасцях усе вылічэнні і запосім даныя ў табл. 5.30.

Новы цэнтр супраціўлення, вызначаны па (3.38), роўны 9,95 см.

Па (3.36) устанаўліваем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 53{,}78(1236 + 495\cdot 58{,}4) + 12839\cdot 15{,}6 - (10{,}4 - 9{,}95)(14580 - 12838) = 295790$ кгс·см. Момант адрозніваецца ад зададзенага на 5%. Розніца паміж c і x невялікая, сума падоўжных намаганняў (апошнія дужкі) таксама нязначная. Нагадаем, што пры далейшых прыбліжэннях, паколькі адсутнічае падоўжнае нама-

Таблiца 5.30

Пункт разлiку	y_i	ε_x	ε_y	γ	ε_1	ε_3	σ_3
1	1,73	6,01	0,127	1,17	6,06	0,069	1,62
2	5,21	3,59	0,63	2,10	3,93	0,286	7,57
3	8,69	1,18	1,10	1,17	1,72	0,55	15,8
A_s	26	—10,76	—	—	—	—	—

Пункт разлiку	σ_1	tgθ	tg²θ	σ_x	τ	E
1	142,5	0,0098	0,001	142,1	13,80	2,35
2	104,0	0,322	0,104	95,0	28,15	2,64
3	49,4	0,93	0,87	33,7	16,7	2,87
A_s	—2044	—	—	—	—	19,0

ганне, сума ў апошнiх дзвюх дужках павiнна стаць роўнай нулю. Аднак для практычных мэт дастатковай будзе дакладнасць, дасягнутая ў другiм прыблiжэннi.

Правяраем другое прыблiжэнне па папярочнай сiле. Велiчыня папярочнай сiлы Q, якую ўспрымае сцiснутая зона бетону:

$$Q_{с.з} = 53{,}78\,(13{,}8 + 28{,}16 + 16{,}7) = 3154 \text{ кгс.}$$

Папярочная сiла, якую ўспрымае бетон памiж трэшчынамi:

$$Q_{р.з} = 15{,}5\,(30 - 10{,}4)\,0{,}27 \cdot 1{,}43 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}5 \cdot 10^5 = 1759 \text{ кгс.}$$

Папярочная сiла, якую ўспрымае ўсё сячэнне, роўная 3154 + + 1759 = 4913 кгс (ад зададзенай сiлы адрознiваецца на 2%).

Пераходзiм да вызначэння здольнасцi супрацiўлення бэлькi. Велiчыню, на якую можа павялiчыцца сiла ў сцiснутай зоне, можна вызначыць па (4.5), замянiўшы $N^в$ на 1:

$$K = \frac{1}{\frac{4 \cdot 2{,}35}{3{,}0}\left(1 - \frac{2{,}35}{3{,}0}\right)} = 1{,}47.$$

Тады папярочная сiла, што ўспрымаецца сцiснутай зонай: 3154 · 1,47 = 4636 кгс.

Для ацэнкi гранiчнай вуглавой дэфармацыi па (4.9 бяром самую разбураную, г. зн. з найменшым модулем дэфармацыi, паласу. У нашым выпадку гэта крайняя паласа:

$$\gamma_0 = \frac{0{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 10^5\,(1{,}17 \cdot 10^{-4})^2}{1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 1{,}17 \cdot 10^{-4} - 13{,}8} = 2{,}73 \cdot 10^{-4}.$$

Папярочная сіла, якая ўспрымаецца бетонам расцянутай зоны:

$$2{,}73\cdot10^{-4}\cdot1{,}5\cdot10^{5}\cdot15{,}5\,(30-10{,}4)\,0{,}27=3360\ \text{кгс}.$$

Агульная разбуральная нагрузка на сячэнне роўная 7995 кгс, эксперыментальная — 8000 кгс.

Прыклад 28. Бэлька 4 [8] зроблена з цяжкага бетону кубікавай трываласцю 260 кгс/см^2 з модулем пругкасці $3\cdot10^5$ кгс/см^2. Прымем прызменную трываласць роўнай 200 кгс/см^2, тады трываласная характарыстыка $8R_п$ па (2.28) 208 кгс/см^2. Шырыня бэлькі 15,4 см, вышыня 30,2 см, адлегласць да ніжняй арматуры 25,8 см. Бэлька заарміравана 2∅20, $A_s=6{,}28$ см^2 з сталі $A_т$-VI з $\sigma_{0\,2}=7730$ кгс/см^2 і $E_s=1{,}9\cdot10^6$ кгс/см^2 і папярочнай арматурай 2∅6 з сталі A-I з $\sigma_ц=3620$ кгс/см^2, $E_{sw}=2{,}1\cdot10^6$ кгс/см^2, устаноўленай з інтэрвалам 12 см.

Вызначыць напружана-дэфармаваны стан бэлькі пры нагрузцы 5000 кгс, а таксама разбуральную нагрузку. Бэлька загружана па схеме на рыс. 56. Параметры трываласнай зоны a па (2.30), (2.31): $4\varphi=6{,}92$, $\beta=0{,}26$. Па (3.20) вызначаем α:

$$\alpha=\frac{2}{8-2}+1=1{,}33;$$

па (3.11) знаходзім $\operatorname{tg}\omega$:

$$\operatorname{tg}\omega=\frac{310000/30{,}2+5000}{3\cdot5000}=1{,}0;$$

па (3.19) (гл. разлік бэлькі 3) вызначаем $l_a=11{,}9$ см.

Першае прыбліжэнне. Прымем $c=x=15$ см. Работа матэрыялаў пругкая. Момант інерцыі сячэння па залежнасці $bh^3/12$ роўны 34875 см^4. Тады дэфармацыя на верхняй грані бэлькі

$$\varepsilon_в=\frac{310000\cdot15}{34875\cdot3\cdot10^5}=4{,}44\cdot10^{-4}.$$

Аналагічна дэфармацыя ніжняй арматуры складае $3{,}22\cdot10^{-4}$. З разліку бэлькі 3 $n_s=0{,}86\cdot10^6$; па (3.22) $A'_{sw}=(25{,}8-15)/12\cdot0{,}58=0{,}52$ см^2; па (3.23) $l_{sw}=2\dfrac{2{,}1\cdot10^6}{3\cdot10^5\cdot1{,}2}0{,}57=6{,}64$ см. Параметр n_{sw} па (3.26) роўны $\dfrac{0{,}52\cdot2{,}1\cdot10^6}{6{,}64\cdot1{,}0}=0{,}165\cdot10^6$. Параметр n (скарацiўшы $n_в$, n_s і n_{sw} на 10^6) знойдзем па (3.26):

$$n=\frac{0{,}86+0{,}165}{2{,}32+0{,}86+0{,}165}=0{,}305.$$

Вызначаем па (3.46) сярэднюю вуглавую дэфармацыю:

$$\gamma_{с.з} = \frac{5000}{1{,}5\cdot10^5(232+0{,}305\cdot232)} = 1{,}1\cdot10^{-4}.$$

Знаходзім па (3.50) папярочную дэфармацыю:

$$\varepsilon_{yi} = \frac{2\cdot5000}{162\cdot3\cdot10^5}\ \frac{30{,}2-y_i}{30{,}2} - 0{,}3\varepsilon_{xi},$$

дзе 162 — велічыня ўмоўнай разліковай загрузачнай пляцоўкі, см², па (3.51); ε_x — падоўжная дэфармацыя ў цэнтрах палос, на якія разбіваецца сціснутая зона.

Пасля таго як разаб'ём сціснутую зону на тры паласы, установім адлегласць да цэнтра кожнай з іх, вызначым дэфармацыю ε_x па (3.42), вуглавую дэфармацыю ў палосах па (3.28), ε_1 па (3.5), ε_3 па (3.6), σ_3 па (5.53), σ_1 па (2.26), $\operatorname{tg}\theta$ па (3.1), σ_x па (5.62) ці (5.64), τ па (5.63) ці (5.65) і, нарэшце, модулі дэфармацый бетону ў кожнай паласе, падзяліўшы σ_x на ε_x (табл. 5.31).

Плошча сячэння адной паласы 77,5 см². Вызначаем па (3.38) цэнтр супраціўлення сячэння

$$x = \frac{77{,}5(6{,}85+20{,}22+36{,}12)+3094}{771} = 10{,}4\ \text{см}.$$

Па (3.36) установім размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 77{,}5(1265+464+53{,}25)+3842\cdot10{,}8-(15-10{,}4)(14291-3842) = 131550$ кгс·см. Момант, атрыманы на аснове дэфармацый з табл. 5.31, як бачым, вельмі адрозніваецца ад дадзенага. Неаб-

Табліца 5.31

Пункт разліку	y_i	ε_x	ε_y	γ	ε_1	ε_3	σ_3
1	2,5	3,7	0,77	0,90	3,76	0,702	19,2
2	7,5	2,22	0,86	1,64	2,60	0,471	13,17
3	12,5	0,74	0,89	0,90	1,27	0,358	10,31
A_s	25,8	—3,22	—	—	—	—	—

Пункт разліку	σ_1	$\operatorname{tg}\theta$	$\operatorname{tg}^2\theta$	σ_x	τ	E
1	103,1	0,150	0,022	101,2	12,3	2,74
2	72,7	0,470	0,220	61,9	22,9	2,79
3	36,7	0,847	0,717	21,3	12,9	2,89
A_s	—	—	—	—612	—	19,0

ходна карэкціроўка. Для гэтага ўстановім велічыню дэфармацыі ў цэнтры супраціўлення. Па (3.41) яна роўная

$$\varepsilon_c = \frac{(15 - 10{,}4)\,4{,}44 \cdot 10^{-4}}{15} = 1{,}36 \cdot 10^{-4}.$$

Карэкціроўка па (3.43) і (3.44) (у прамежкавых велічынях дэфармацый лік 10^{-4} апушчаны):

$$\varepsilon_в = 3{,}44 - 1{,}36 + \left(\frac{310000}{131550} - 1\right)(4{,}44 - 1{,}36) = 7{,}25 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_з = 3{,}22 - 1{,}36 + \frac{10{,}4 \cdot 25{,}8}{10{,}4}\left(\frac{310000}{131550} - 1\right) \times$$

$$\times (4{,}44 - 1{,}36) = -10{,}7 \cdot 10^{-4}.$$

Па (3.39) вызначаем новую вышыню сціснутай зоны:

$$c = \frac{7{,}25}{7{,}25 + 10{,}4}\,25{,}8 = 10{,}42 \text{ см}.$$

У сувязі з тым што змянілася вышыня сціснутай зоны, неабходна нанава вызначыць параметр n. Па (3.22)

$$A'_{sw} = \frac{25{,}8 - 10{,}42}{12} \cdot 0{,}57 = 0{,}73 \text{ см}^2;$$

$$n_{sw} = \frac{0{,}73 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{6{,}64} = 0{,}23 \cdot 10^6.$$

Параметр n знаходзім па (3.26) (скарачаем лічнік і назоўнік на велічыню 10^6):

$$n = \frac{0{,}86 + 0{,}23}{2{,}32 + 0{,}86 + 0{,}23} = 0{,}32.$$

Сярэдні модуль дэфармацый бетону сціснутай зоны роўны $2{,}8 \cdot 10^5$ кгс/см², адпаведны модуль перакосу складае $1{,}4 \cdot 10^5$ кгс/см².

Другое прыбліжэнне. Па (3.48) вызначаем сярэднюю вуглавую дэфармацыю:

$$\gamma_{c.в} = \frac{5000}{1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 15{,}4 \cdot 10{,}4 + 1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 15{,}4\,(30{,}2 - 10{,}4)\,0{,}32} =$$

$$= 1{,}35 \cdot 10^{-4}.$$

Для запаўнення табл. 5.32 паўтараем усе разлікі па тых самых залежнасцях, што і для першага прыбліжэння.

Пункт разліку	y_i	ε_x	ε_y	γ	ε_1	ε_2	σ_2
1	1,73	6,04	0,12	1,10	6,09	0,069	1,64
2	5,21	3,62	0,61	2,00	3,92	0,31	8,5
3	8,69	—10,7	1,10	1,10	1,69	0,59	17,28
A_s	25,8	—10,7	—	—	—	—	—

Пункт разліку	σ_1	tgθ	tg²θ	σ_x	τ	E
1	143,1	0,0091	0,008	142,6	12,0	2,36
2	103,9	0,296	0,088	96,2	25,96	2,65
3	48,4	0,92	0,846	34,1	15,47	2,88
A_s	—	—	—	—2033	—	19,0

Плошча сячэння адной паласы 53,48 см². Вызначаем новы цэнтр супраціўлення сячэння:

$$x = \frac{53{,}48\,(4{,}06 + 13{,}84 + 25) + 3094}{540{,}8} = 9{,}96 \text{ см}.$$

Па (3.36) вызначаем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 53{,}48\,(1233 + 501 + 59) + 12768 \cdot 15{,}4 - 0{,}48\,(14557 - 12768) = 291729$ кгс·см. Момант адрозніваецца ад зададзенага на 6%. Велічыня сціснутай зоны не вельмі адрозніваецца ад цэнтра супраціўлення, неўраўнаважанасць падоўжнага намагання (рознасць у апошніх дужках) нязначная. Прыбліжэнні можна спыніць.

Правяраем адпаведнасць перакосных намаганняў у сячэнні знешняй папярочнай сіле. Сціснутая зона ўспрымае папярочную сілу, роўную

$$Q_{\text{с.з}} = 53{,}48\,(12{,}8 + 25{,}96 + 15{,}47) = 2900 \text{ кгс}.$$

Бетон паміж трэшчынамі ўспрымае сілу

$$Q_{\text{р.з}} = 15{,}4\,(30{,}2 - 10{,}4)\,0{,}32 \cdot 1{,}35 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}5 \cdot 10^{5} = 1976 \text{ кгс},$$

а ўсё сячэнне — сілу 4866 кгс, што на 3% менш, чым зададзенае намаганне.

Пераходзім да вызначэння разбуральнай нагрузкі. Велічыню, на якую можна павялічыць нагрузку на сціснутую зону, можна вызначыць па (4.5), замяніўшы $N^{\text{в}}$ на 1:

$$K = \frac{1}{\dfrac{42{,}36}{3{,}0}\left(1 - \dfrac{2{,}36}{3{,}0}\right)} = 1{,}49.$$

Тады папярочная разбуральная сіла для сціснутай зоны складзе $2900 \cdot 1{,}49 = 4321$ кгс.

Сярэднюю разбуральную вуглавую дэфармацыю вызначым па (4.9) для найбольш разбуранай крайняй паласы:

$$\gamma_0 = \frac{0{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 10^5 (1{,}1 \cdot 10^{-4})^2}{1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 1{,}1 \cdot 10^{-4} - 12{,}8} = 2{,}45 \cdot 10^{-4}.$$

Правяраем стан хамутоў пры гэтай дэфармацыі. Перамяшчэнне пункта, дзе было сканцэнтравана супраціўленне хамутоў, па (5.66)

$$\Delta = 2{,}45 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{25{,}8 - 10{,}4}{1{,}0} \times$$

$$\times (1 - 0{,}32) = 1{,}71 \cdot 10^{-3} \text{ см}.$$

Дэфармацыя, што адпавядае гэтаму перамяшчэнню, па (5.67)

$$\varepsilon = \frac{1{,}71 \cdot 10^{-3}}{0{,}25 \cdot 6{,}64} = 1{,}03 \cdot 10^{-3}.$$

Гэтай дэфармацыі адпавядаюць напружанні, роўныя $1{,}03 \cdot 10^{-3} \times \times 2{,}1 \cdot 10^6 = 2180$ кгс/см², меншыя, чым напружанні цякучасці (3620 кгс/см²). Такім чынам, пералічваць параметр n_{sw} няма неабходнасці. Параметр $n_р$ пры разбурэнні па (5.68):

$$n_р = \frac{0{,}86 + 2 \cdot 0{,}23}{2{,}32 + 0{,}86 + 2 \cdot 0{,}23} = 0{,}363.$$

Канчаткова папярочная сіла, якую ўспрымае бетон паміж трэшчынамі:

$$2{,}45 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}5 \cdot 10^5 \cdot 15{,}4\,(30{,}2 - 10{,}4)\,0{,}363 = 4068 \text{ кгс}.$$

Агульнае разбуральнае намаганне $4321 + 4068 = 8389$ кгс. Яно меншае за эксперыментальнае на 7%.

Прыклад 29. Бэлька 15 [8] зроблена з цяжкага бетону кубікавай трываласцю 540 кгс/см². Прымем трываласць пры аднавосевым сцісканні роўнай $540 \cdot 0{,}75 = 405$ кгс/см², модуль пругкасці бетону па формуле Роша $4{,}08 \cdot 10^5$ кгс/см². Трываласная характарыстыка $8R_п$ па (2.28) роўная 379 кгс/см², параметры для зоны трываласці сціск-расцяжэнне па (2.30) і (2.31) $\beta = 0{,}23$, $4\varphi = 7{,}05$. Шырыня бэлькі 14,5 см, вышыня 30 см, адлегласць да ніжняй арматуры 27 см. Бэлька заарміравана 2⌀25, $A_s = 9{,}6$ см² з сталі $А_т$-VI з $\sigma_{0.2} = 8000$ кгс/см², $E_s = 1{,}83 \cdot 10^6$ кгс/см² і папярочнай арматурай 2⌀5,9 з сталі А-1 з $\sigma_ц = 2580$ кгс/см², $E_{sw} = 2{,}1 \cdot 10^6$ кгс/см² і ўстаноўленай з інтэрвалам 10 см. Бэлька загружана па схеме на рыс. 56.

Вызначыць напружана-дэфармаваны стан пры нагрузцы 7812 кгс (выгінальны момант 500000 кгс·см), а таксама разбуральную нагрузку.

Па (3.11) вызначаем $\operatorname{tg}\omega$. Паколькі велічыня пралёта зрэзу такая ж, як і ў папярэдніх прыкладах, $\operatorname{tg}\omega=1$. Па (3.20) знаходзім α:

$$\alpha = \frac{2{,}5}{2\cdot 3 - 2{,}5} + 1 = 1{,}71.$$

Вызначыўшы папярэдне па формуле $\pi d^4/64$ момант інерцыі стрыжня арматуры (ён роўны 1,91 см^4), знойдзем па (3.19) l_a:

$$l_a = 1{,}71\cdot 6\sqrt[4]{\frac{1{,}83\cdot 10^6\cdot 1{,}91}{4{,}08\cdot 10^5}} = 17{,}55 \text{ см}.$$

Параметр n_s з (3.26) роўны $\dfrac{488\cdot 1{,}83\cdot 10^6\cdot 2\cdot 1{,}91}{17{,}55^3\cdot 1{,}0} = 0{,}63\cdot 10^6$.

Першае прыбліжэнне. Прымаем $c = 15$ см. Тады A'_{sw} па (3.22) $\dfrac{27-15}{10}\cdot 0{,}55 = 0{,}66$ см^2. Разліковая даўжыня папярочнай арматуры па (3.23)

$$l_{sw} = 2\cdot\frac{2{,}1\cdot 10^6}{4{,}08\cdot 10^5}\cdot\frac{1}{1{,}2}\cdot 0{,}59 = 5{,}06 \text{ см}.$$

Параметр n_{sw} па (3.26) $(0{,}66\cdot 2{,}1\cdot 10^6)/5{,}06 = 0{,}274\cdot 10^6$; параметр n па (3.26) $\dfrac{0{,}66+0{,}274}{2{,}96+0{,}63+0{,}274} = 0{,}234$. Момант інерцыі сячэння бэлькі па формуле $bh^3/12$ роўны 32625 см^4. Дэфармацыя на верхняй грані бэлькі па (3.40)

$$\varepsilon_в = \frac{500000\cdot 14{,}5}{32625\cdot 4{,}08\cdot 10^5} = 5{,}44\cdot 10^{-4}.$$

Дэфармацыя ніжняй арматуры па той жа залежнасці (3.40) складае $-4{,}35\cdot 10^{-4}$. Сярэдняя вуглавая дэфармацыя па (3.46)

$$\gamma_{с.в} = \frac{7812}{2{,}04\cdot 10^5\cdot 14{,}5\,(15 + 0{,}234\cdot 15)} = 1{,}42\cdot 10^{-4}.$$

Разбіваем сціснутую зону на тры паласы, вызначаем адлегласць да цэнтра кожнай паласы, па (3.42) вызначаем ε_x, па (3.50) — ε_y, па (3.28) (паколькі сячэнне прамавугольнае) знаходзім γ_i, па (3.5) вызначаем ε_1, па (3.6) — ε_3, па (5.53) — σ_3, па (2.26) — σ_1, па (3.1) — $\operatorname{tg}\theta$, па (5.62) ці па (5.64) — σ_x, па (5.63) ці па (5.65) — τ; падзяліўшы падоўжныя напружанні на адпаведныя дэфармацыі, знаходзім модулі дэфармацый бетону ў кожнай паласе. Заносім усе даныя ў табл. 5.33.

Плошча сячэння адной паласы 72,5 см^2. Па (3.38) вызначаем цэнтр супраціўлення сячэння

Табліца 5.33

Пункт разліку	y_i	ε_x	ε_y	γ	ε_1	ε_2	σ_2
1	2,5	4,53	0,8	1,17	4,62	0,71	26,7
2	7,5	2,72	0,95	2,11	3,21	0,46	17,6
3	12,5	0,90	1,106	1,17	1,59	0,41	16,2
A_s	27,0	—	—	—	—	—	—

Пункт разліку	σ_1	tgθ	tg²θ	σ_x	τ	E
1	174	0,153	0,023	170,7	22,0	3,76
2	123	0,466	0,217	104,2	40,3	3,83
3	60,6	0,839	0,704	34,6	21,9	3,96
A_s	—	—	—	—796	—	19,0

$$x = \frac{72{,}5\,(3{,}76\cdot 2{,}5 + 3{,}83\cdot 7{,}5 + 3{,}96\cdot 12{,}5) + 9{,}6\cdot 18{,}3\cdot 27}{72{,}5\,(3{,}76 + 3{,}83 + 3{,}96) + 9{,}6\cdot 18{,}3} = 10{,}96 \text{ см},$$

а па (3.41) — дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c = \frac{15 - 10{,}96}{15}\cdot 5{,}44\cdot 10^{-4} = 1{,}46\cdot 10^{-4}.$$

Па (3.36) устанаўліваем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 72{,}5[170{,}7(15-2{,}5) + 104{,}2(15-7{,}5) + 34{,}6(15-12{,}5)] + (-796)9{,}6(27-15) - (15-10{,}96)\,[72{,}5(170{,}5 + 104{,}2 + 34{,}6) - 796\cdot 9{,}6) = 249668$ кгс·см. Атрыманы момант значна меншы, чым зададзены, c вельмі адрозніваецца ад x, сіла сціскання ў бетоне і сіла расцяжэння ў арматуры (апошнія квадратныя дужкі) неўраўнаважаныя. Усё гэта сведчыць аб тым, што неабходна рабіць другое прыбліжэнне, інакш, карэкціраваць дэфармацыі ў сячэнні.

Другое прыбліжэнне. Па (3.43), (3.44) карэкціруем дэфармацыі (у прамежкавых значэннях дэфармацый велічыня 10^{-4} умоўна апускаецца):

$$\varepsilon_в = 5{,}44 - 1{,}46 + (500000/249668 - 1)(5{,}44 - 1{,}46) = 7{,}97\cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_s = -4{,}35 - 1{,}46 + \frac{10{,}96 - 27}{10{,}96}\left(\frac{500000}{249668} - 1\right)\times (5{,}44 - 1{,}46) = -11{,}63\cdot 10^{-4}.$$

Па (3.39) вызначаем новую вышыню сціснутай зоны. Яна роўная

11 см. Таксама, як і ў першым прыбліжэнні, разбіваем сціснутую зону на тры роўныя па вышыні паласы. Іх вышыня складае 3,67 см. Вызначаем новыя значэнні A'_{sw}, n_{sw} і n:

$$A'_{sw} = \frac{27-11}{10}0{,}55 = 0{,}88 \text{ см}^2;$$

$$n_{sw} = \frac{0{,}88\cdot 2{,}1\cdot 10^5}{5{,}06} = 0{,}365\cdot 10^6;$$

$$n = \frac{0{,}63+0{,}365}{2{,}96+0{,}63+0{,}365} = 0{,}25.$$

Перад тым як вызначыць сярэднюю вуглавую дэфармацыю, трэба знайсці сярэдні модуль перакосу бетону сціснутай зоны з улікам пластычнасці.

Сярэдні модуль $E_в = \frac{1}{3}(3{,}76+3{,}83+3{,}96) = 3{,}85$ (велічыню 10^5 для спрашчэння разліку апускаем), модуль перакосу роўны $\frac{1}{2}\cdot 3{,}85 = 1{,}925$. Сярэдняя вуглавая дэфармацыя па (3.48)

$$\gamma_{с.з} = \frac{7812}{1{,}925\cdot 10^5\cdot 14{,}5\cdot 11 + 2{,}04\cdot 10^5\cdot 14{,}5\,(30-11)\,0{,}25} = 1{,}74\cdot 10^{-4}.$$

Пры вызначэнні вуглавых дэфармацый у палосах у тым выпадку, калі сціснутая зона мае прамавугольную форму і колькасць палос роўная тром, можна запомніць каэфіцыенты пералічэння сярэдняй дэфармацыі на дэфармацыі ў палосах і не карыстацца кожны раз даволі груваасткай формулай (3.28). Гэтыя каэфіцыенты роўныя для крайніх палос 0,82, для сярэдняй — 1,5.

Паўтараем па тых самых залежнасцях, як і для першага прыбліжэння, усе разлікі і заносім даныя ў табл. 5.34.

Па (3.38) вызначаем новы цэнтр супраціўлення сячэння x:

$$x = \frac{53{,}21\,(6{,}33+20{,}35+36)+4743}{590+175{,}7} = 10{,}55 \text{ см}$$

Па (3.36), згодна з данымі табліцы, вызначаем размеркаванне намаганняў у сячэнні: $M = 53{,}21\,(2106+812+95) + 20431\cdot 16 - (11-10{,}55)\,(22832-20431) = 486127$ кгс·см. Момант адрозніваецца ад зададзенага на 3%, велічыня сціснутай зоны амаль супадае з цэнтрам супраціўлення, падоўжныя намаганні амаль ураўнаважаны. Новае прыбліжэнне рабіць неабавязкова. Правя-

Табліца 5.34

Пункт разліку	y_i	ε_x	ε_y	γ	ε_1	ε_3	σ_3
1	1,83	6,64	0,225	1,43	6,718	0,146	5,05
2	5,5	3,98	0,733	2,59	4,43	0,279	10,33
3	9,17	1,32	1,24	1,43	1,99	0,565	22,25
A_s	27	—11,63	—	—	—	—	—

Пункт разліку	σ_1	tgθ	tg²θ	σ_x	τ	E
1	232,4	0,11	0,012	229,7	24,7	3,46
2	164,1	0,35	0,122	147,6	48,0	3,70
3	78,3	0,945	0,89	51,8	27,96	3,93
A_s	—	—	—	—2128	—	19,0

раем намаганне ў сячэнні па папярочнай сіле. У сціснутай зоне папярочная сіла

$$53{,}21\,(24{,}7 + 48{,}0 + 27{,}96) = 5356 \text{ кгс;}$$

у расцягнутай

$$14{,}5\,(30 - 11)\,0{,}25 \cdot 1{,}74 \cdot 10^{-4} \cdot 2{,}04 \cdot 10^5 = 2444 \text{ кгс.}$$

Агульнае намаганне роўнае іх суме, г. зн. 7800 кгс, што адрозніваецца ад зададзенай сілы на 3%.

Пераходзім да вызначэння разбуральнай нагрузкі. У разлік выбіраем самы нізкі модуль дэфармацыі, г. зн. найбольш разбураную паласу, якая прылягае да верхняй грані бэлькі. Па (4.5), замяніўшы $N^в$ на 1, вызначаем, як можа павялічыцца нагрузка на сціснутую зону:

$$K = \frac{1}{\frac{4 \cdot 3{,}46}{4{,}08}\left(1 - \frac{3{,}46}{4{,}08}\right)} = 1{,}93.$$

Тады разбуральнае намаганне для сціснутай зоны роўнае $5356 \cdot 1{,}93 = 10320$ кгс. Па (4.9) вызначаем гранічную вуглавую дэфармацыю:

$$\gamma_0 = \frac{0{,}5 \cdot 2{,}04 \cdot 10^5\,(1{,}43 \cdot 10^{-4})^2}{2{,}04 \cdot 10^5 \cdot 1{,}43 \cdot 10^{-4} - 24{,}7} = 4{,}66 \cdot 10^{-4}.$$

Правяраем стан хамутоў пры гэтай дэфармацыі. Перамяшчэнне пункта, дзе было ўмоўна сканцэнтравана супраціўленне, якое аказваюць хамуты, складае

$$\Delta = 4{,}66 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{27 - 11}{1{,}0}\,(1 - 0{,}25) = 3{,}72 \cdot 10^{-3} \text{ см.}$$

Гэта адпавядае дэфармацыі па (5.67) $\varepsilon = \frac{3,72 \cdot 10^{-3}}{0,25 \cdot 5,06} = 2,94 \cdot 10^{-3}$, якая знаходзіцца за межамі пругкасці. Новы модуль дэфармацыі сталі хамутоў роўны $2580/2,94 \cdot 10^{-3} = 0,87 \cdot 10^{-6}$ кгс/см². Змяненне модуля дэфармацыі патрабуе пераразліку параметраў n_{sw} з (3.26) і $n_р$ па (5.68):

$$n_{sw} = \frac{0,88 \cdot 0,87 \cdot 10^6}{5,06} = 0,15 \cdot 10^6;$$

$$n_р = \frac{0,63 + 2 \cdot 0,15}{2,96 + 0,63 + 2 \cdot 0,15} = 0,239.$$

Намаганне ў расцягнутай зоне пры разбурэнні бэлек

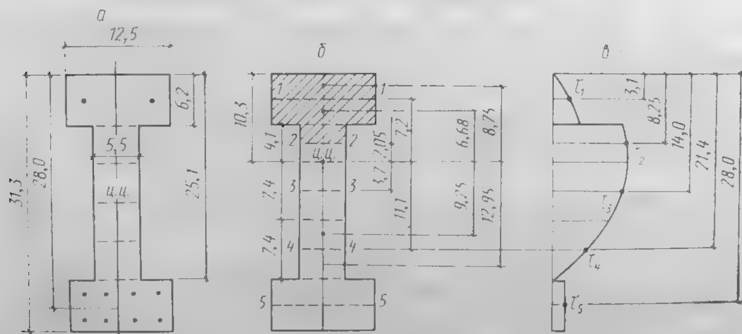
$$Q_{р.з} = 14,5\,(30 - 11)\,0,239 \cdot 4,66 \cdot 10^{-4} \cdot 2,04 \cdot 10^5 = 6259 \text{ кгс}.$$

Агульнае разбуральнае намаганне 16580 кгс, эксперыментальнае намаганне 15000 кгс. Розніца складае 10%.

Прыклад 30. Бэлька БТ1-1 [27] зафармавана з цяжкага бетону прызменнай трываласцю 419 кгс/см² з модулем пругкасці $3,3 \cdot 10^5$ кгс/см². Заарміравана папярэдне напружанай шклапластыкавай арматурай: у расцягнутай зоне 8∅6 мм, $A_а = 2,26$ см², напружанні ў ёй пасля ўсіх страт і пругкага абціскання бэлькі $\sigma_{01} = 4178$ кгс/см²; у сціснутай зоне 2∅6 мм, $A'_а = 0,57$ см², $\sigma'_{01} = 2535$ кгс/см². Модуль пругкасці арматуры $5,5 \cdot 10^5$ кгс/см², $\sigma_u = 14300$ кгс/см². Бэлька загружана па схеме на рыс. 56. Форма сячэння бэлькі і яе размеры паказаны на рыс. 57.

Вызначыць напружана-дэфармаваны стан бэлькі пры $P = 3000$ кгс, а таксама разбуральнае намаганне бэлькі.

Трываласная характарыстыка бетону па (2.28) $8R_п = 344,5$ кгс/см², параметры β і 4φ па (2.30), (2.31) роўныя 0,20 і 7,16.



Рыс. 57. Да разліку бэлькі БТ1-1: *а* — сячэнне і арміраванне; *б* — разліковыя размеры; *в* — эпюра τ

Па (3.20) вызначаем α : $\alpha = \frac{0,6}{2 \cdot 1,51 - 0,6} + 1 = 1,25.$

Па (3.19), знайшоўшы папярэдне момант інерцыі аднаго стрыжня, раўны 0,006 см⁴, вызначым l_a:

$$l_a = 1,25 \cdot 6 \sqrt[4]{\frac{5,5 \cdot 10^5 \cdot 0,006}{3,3 \cdot 10^5}} = 2,37 \text{ см}.$$

Сіла папярэдняга напружання

$$N = 4178 \cdot 2,26 + 2535 \cdot 0,57 = 10887 \text{ кгс}.$$

Па (3.11) знаходзім $\operatorname{tg} \omega$:

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{210000/31,3 + 3000}{9000 + 1088,7} = 0,96.$$

Вызначаем выгінальны момант, які стварае арматура:

$$M = (4178 \cdot 2,26 - 2535 \cdot 0,57) \left[\frac{31,3}{2} - (31,3 - 28) \right] =$$

$$= 100425 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Для таго каб знайсці дэфармацыі бэлькі ў першым пругкім прыбліжэнні, трэба выбраць становішча нейтральнай восі і вызначыць момант інерцыі бэлькі. Прымаем становішча восі пасярэдзіне вышыні бэлькі, момант энерцыі знойдзем прыбліжаным спосабам, а іменна разбіваем сячэнне на шэсць участкаў (чатыры плошчай 26 см² і два — 77,5 см²), вызначаем адлегласць да цэнтраў цяжару ўчасткаў (2,34; 7,02; 12,05 см), перамнажаем і складваем здабыткі па формуле

$$I = 2(2,34^2 \cdot 26 + 7,02^2 \cdot 26 + 12,05^2 \cdot 77,5) = 27064 \text{ см}^4.$$

Па (3.43), (3.44) вызначаем дэфармацыі ад сціскання бэлькі арматурай:

на верхняй грані

$$\varepsilon_{в}^{0} = \frac{1}{3,3 \cdot 10^5} \left(\frac{10887}{259} - \frac{100425 \cdot 15,65}{27064} \right) = -0,486 \cdot 10^{-4};$$

на ўзроўні $h_0 = 28$ см, што адпавядае сярэдняму ўзроўню пучка арматуры з васьмі стрыжняў:

$$\varepsilon_{a}^{0} = \frac{1}{3,3 \cdot 10^5} \left(\frac{10887}{259} - \frac{100425(-12,55)}{27064} \right) = 2,68 \cdot 10^{-4},$$

дзе 259 — плошча сячэнняў, см².

Фіктыўныя дэфармацыі ад дзеяння сілы P роўныя (ад M, што ёю ствараецца):

на верхняй грані

$$\varepsilon_{в}^{ф} = \frac{210000 \cdot 15,65}{3,3 \cdot 10^{5} \cdot 27064} = 3,68 \cdot 10^{-4};$$

на ўзроўні h_0

$$\varepsilon_{a}^{ф} = \frac{210000\,(-12,55)}{3,3 \cdot 10^{5} \cdot 27064} = -2,95 \cdot 10^{-4}.$$

Сапраўдныя дэфармацыі роўныя суме дэфармацый ад абціскання і фіктыўных (на верхняй грані $3,19 \cdot 10^{-4}$, на ўзроўні h_0 — $-0,27 \cdot 10^{-4}$). Па (3.39) знаходзім вышыню сціснутай зоны c:

$$c = \frac{3,19 \cdot 28}{3,19 + 0,27} = 25,8 \text{ см}.$$

Ведаючы, што адлегласць ад верхняй грані да ніжняй полкі складае 25,1 см, прымем $c = 25,1$ см. Гэта не прывядзе да вялікіх памылак, але дазволіць спрасціць далейшыя разлікі, паколькі з разгляду выключаецца вузкая паласа таўшчынёй 0,7 см у ніжняй полцы.

Па (3.26) вызначаем параметр n:

$$n = \frac{\dfrac{488 \cdot 5,5 \cdot 10^{5} \cdot 0,006 \cdot 8}{2,37^{3} \cdot 0,96}}{0,5 \cdot 3,3 \cdot 10^{5} \cdot 12,5 + \dfrac{488 \cdot 5,5 \cdot 10^{5} \cdot 8 \cdot 0,006}{2,37^{3} \cdot 0,96}} = 0,34.$$

Знойдзем па (3.48) сярэднюю перакосную дэфармацыю ў сячэнні:

$$\gamma_{с.з} = \frac{3000}{1,65 \cdot 10^{5}\,(7,23 \cdot 25,1 + 0,34 \cdot 6,2 \cdot 12,5)} = 0,87 \cdot 10^{-4},$$

дзе 7,23 — сярэдняя шырыня сціснутай зоны, см.

Для таго каб устанавіць размеркаванне вуглавых дэфармацый у сціснутай зоне, неабходна спачатку знайсці цэнтр цяжару зоны. Вызначым яго звычайным спосабам як сярэдні цэнтр цяжару прамавугольнікаў полкі і сценкі, адлегласці да якіх роўныя 15,65 і 3,1 см, а плошчы сячэння — 104 і 77,5 см²:

$$ц.ц = \frac{104 \cdot 15,65 + 77,5 \cdot 3,1}{104 + 77,5} = 10,3 \text{ см}.$$

Разбіваем сціснутую зону на чатыры ўчасткі, як паказана на рыс. 57, *б*. Вызначаем адлегласць ад знойдзенага агульнага цэнтра цяжару да цэнтраў цяжару кожнага ўчастка. Яны роўныя 7,2; 2,05; 3,7 і 11,1 см, плошчы адпаведна 77,5; 22,5; 40,7 і 40,7 см². Агульны момант інерцыі сціснутай зоны

$$77{,}5\cdot 7{,}2^2 + 22{,}5\cdot 2{,}05^2 + 40{,}7\cdot 3{,}7^2 + 40{,}7\cdot 11{,}1^2 = 9682\ \text{см}^2.$$

Эпюру перакосных дэфармацый будуем па агульнай формуле (3.27). Пры гэтым нагадаем, што, для таго каб знайсці велічыню статычнага моманту плошчы за лініяй 2 = 2 (на рыс. 57, *б* заштрыхавана), трэба памножыць плошчу гэтай фігуры на адлегласць да яе цэнтра цяжару. Адпаведныя адлегласці і плошчы роўныя: на ўзроўні 1 — 1 $10{,}3 - 0{,}5\cdot 3{,}1 = 8{,}76$ см і 38,7 см²; на ўзроўні 2 — 2 $10{,}3 - \dfrac{77{,}5\cdot 3{,}1 + 0{,}5\cdot 22{,}5\,(6{,}2 + 52{,}05)}{77{,}5 + 0{,}5\cdot 22{,}5} = 6{,}68$ см і $77{,}5 + 0{,}5\cdot 22{,}5 = 88{,}76$ см²; на ўзроўні 3 — 3 $3{,}7 + \dfrac{3{,}7 + 7{,}4}{2} = 9{,}25$ см і $0{,}5\cdot 40{,}7 + 40{,}7 = 62{,}0$ см²; на ўзроўні 4 — 4 $7{,}4 + 3{,}7 + 0{,}5\cdot 3{,}7 = 12{,}95$ см і $0{,}5\cdot 40{,}7 = 20{,}35$ см².

Вуглавую дэфармацыю на ўзроўні 5—5 (у расцягнутай зоне) знойдзем як здабытак $n\gamma_{с.з}$, г. зн. $0{,}34\cdot 0{,}87\cdot 10^{-4} = 0{,}29\cdot 10^{-4}$.

Вуглавая дэфармацыя па (3.27) на ўзроўні 1—1

$$\gamma_{1-1} = \frac{8{,}75\cdot 38{,}7\cdot 181}{9682\cdot 12{,}5}\cdot 0{,}87\cdot 10^{-4} = 0{,}44\cdot 10^{-4}.$$

Аналагічна на астатніх узроўнях:

$$\gamma_{2-2} = \frac{6{,}68\cdot 88{,}75\cdot 181}{9682\cdot 5{,}5}\cdot 0{,}87\cdot 10^{-4} = 1{,}75\cdot 10^{-4},$$

$$\gamma_{3-3} = \frac{9{,}25\cdot 61\cdot 181}{9682\cdot 5{,}5}\cdot 0{,}87\cdot 10^{-4} = 1{,}67\cdot 10^{-4},$$

$$\gamma_{4-4} = \frac{12{,}95\cdot 20{,}36\cdot 181}{9682\cdot 5{,}5}\cdot 0{,}87\cdot 10^{-4} = 0{,}78\cdot 10^{-4}.$$

Эпюра вылічаных дэфармацый паказана на рыс. 57, *в*.

Для таго каб вызначыць папярочныя дэфармацыі ε_y, неабходна спачатку па (3.51) назначыць умоўны размер загрузачнай пляцоўкі (ён роўны $12{,}5^2 = 156$ см²) і падлічыць па (3.42) падоўжныя дэфармацыі ε_x. Папярочныя дэфармацыі па (3.50)

$$\varepsilon_{yi} = \frac{2\cdot 3000}{156\cdot 3{,}3\cdot 10^5}\cdot\frac{31{,}3 - y_i}{31{,}3} - 0{,}3\varepsilon_{xi}.$$

Па (3.5) вызначым ε_1, па (3.6) — ε_3, па (5.53) — напружанні σ_3, па (2.26) — σ_1, па (3.1) — $\operatorname{tg}\theta$, па (5.62) — σ_x, па (5.63) — τ; падзяліўшы падоўжныя напружанні на адпаведныя дэфармацыі, знойдзем модулі дэфармацый бетону сціснутай зоны. Заносім усе даныя у табл. 5.35.

Напружанні ў арматуры 154 і 15 кгс/см² (гэта напружанні ад фактычных дэфармацый бэлькі на ўзроўні верхняй арматуры

Табліца 5.35

Пункт разліку	y_i	ε_x	ε_y	γ	ε_1	ε_2	σ_2
1	3,1	2,8	0,20	0,44	2,82	0,181	5,67
2	8,25	2,14	0,212	1,7	2,48	—0,126	—3,94
3	14,0	1,41	0,218	1,67	1,84	—0,212	—6,71
4	21,4	0,47	0,225	0,78	0,75	—0,061	—1,98
A'_{sp}	3,1	2,8	—	—	—	—	—
A_{sp}	28	—0,27	—	—	—	—	—

Пункт разліку	σ_1	tgθ	tg²θ	σ_x	τ	E
1	88,3	0,084	0,007	87,7	6,89	3,131
2	77,58	0,38	0,15	67,0	27,38	3,128
3	58,25	0,515	0,265	44,64	26,4	3,16
4	24,37	0,730	0,539	14,55	12,06	3,25
A'_{sp}	—	—	—	$\frac{154}{-2381}$	—	5,5
A_{sp}	—	—	—	$\frac{-15}{-4193}$	—	5,5

$(2{,}8\cdot10^{-4}\cdot5{,}5\cdot10^5=154)$ і на ўзроўні ніжняй арматры $(-0{,}27\times\times10^{-4}\cdot5{,}5\cdot10^5=-15))$. Фактычныя напружанні ў арматуры знойдзем, складваючы гэтыя напружанні з напружаннямі папярэднімі: у верхняй арматуры $-2535+154=-2381$, у ніжняй $-4178-15=-4193$.

Па (5.20) вызначаем цэнтр супраціўлення сячэння (велічыня 10^5 апушчана):

$$x=\Big\{77{,}5\cdot3{,}1\cdot3{,}13+22{,}5\cdot8{,}25\cdot3{,}13+40{,}7\cdot14\cdot3{,}16+$$

$$+40{,}7\cdot21{,}4\cdot3{,}25+\left(1+\frac{-2535}{154}\right)0{,}57\cdot3{,}1\cdot5{,}5+$$

$$\left(1+\frac{-4178}{-15}\right)2{,}26\cdot28\cdot5{,}5\Big\}\times$$

$$\Big\{77{,}5\cdot3{,}13+22{,}5\cdot3{,}13+40{,}7\cdot3{,}16+40{,}7\cdot3{,}25+$$

$$+\left(1+\frac{-2535}{154}\right)0{,}57\cdot5{,}5+\left(1+\frac{-4178}{-15}\right)2{,}26\cdot5{,}5\Big\}^{-1}=$$

$$=25{,}8\ \text{см}.$$

Па (3.36) устанаўліваем размеркаванне намаганняў у сячэнні:

$$M = 77,5 \cdot 87,7\,(25,1 - 3,1) + 22,5 \cdot 67\,(25,1 - 8,25) +$$
$$+ 40,7 \cdot 44,64\,(25,1 - 14) + 40,7 \cdot 14,55\,(25,1 - 21,4) -$$
$$- 2381 \cdot 0,57\,(25,1 - 3,1) - 4194 \cdot 2,26\,(25,1 - 28) -$$
$$- (25,1 - 25,8)\,(77,5 \cdot 87,7 + 22,5 \cdot 67 + 40,7 \cdot 44,64 + 40,7 \cdot 14,55 -$$
$$- 23,81 \cdot 0,57 - 4194 \cdot 2,26) = 195424 \text{ кгс·см}.$$

Розніца ў параўнанні з зададзеным момантам складае 7%. Розніца паміж c і x нязначная, падоўжныя намаганні (апошнія дужкі) у сціснутым бетоне і расцягнутай папярэдне напружанай арматуры дастаткова ўраўнаважаны. У залежнасці ад патрэбнай дакладнасці разліку несупадзенне намагання на 7% можа запатрабаваць новага прыбліжэння і можа аказацца дастатковым. Прымаем апошняе.

Праверка па папярочнай сіле. Папярочная сіла ў сціснутай зоне

$$Q_{с.з} = 77,5 \cdot 6,81 + 22,5 \cdot 27,38 + 40,7 \cdot 26,44 +$$
$$+ 40,7 \cdot 12,06 = 2710 \text{ кгс},$$

у расцягнутай зоне (полцы)

$$Q_{р.з} = 0,29 \cdot 10^{-4} \cdot 0,5 \cdot 3,3 \cdot 10^{5} \cdot 77,5 = 371 \text{ кгс}.$$

Агульнае намаганне 3080 кгс. Розніца ў параўнанні з зададзенай сілай складае 2%.

Пераходзім да вызначэння здольнасці супраціўлення бэлькі. У папярэдне напружаных канструкцыях, што працуюць на выгін, па меры іх загружэння момант расце, а падоўжная сіла застаецца пастаяннай. Гэта вядзе да змяншэння вышыні сціснутай зоны. Калі пры гэтым сячэнне мае складаную форму, як у нашым прыкладзе, здольнасць супраціўлення бэлькі лягчэй выявіць па моманце, а не па папярочнай сіле. Найменшы размер сціснутай зоны будзе мець месца, калі падоўжная сіла роўна нулю. Яе велічыню можна знайсці па (4.3), пакідаючы без увагі тое, што ў (4.3) не ўлічваюцца пластычнасць бетону і сціснутая арматура. Знойдзем спачатку сярэднюю шырыню сціснутай зоны: $(77,5+22,5+40,7)/25,1=7,22$ см. Падстаўляючы даныя ў (4.3), атрымаем

$$3,3 \cdot 10^{5} \cdot 7,22x^{2} + 2 \cdot 5,5 \cdot 10^{5} \cdot 2,26x - 2 \cdot 5,5 \cdot 10^{5} \cdot 2,26 \cdot 28 = 0.$$

Рашыўшы ўраўненне, знойдзем $x=4,91$ см.

Па (5.2) вылічым вышыню сціснутай зоны пры разбурэнні:

$$c = 4,91 + (25,1 - 4,91)\frac{3,3 - 3,128}{0,5 \cdot 3,3} = 7,0 \text{ см}.$$

Для вызначэння гранічнай дэфармацыі ε_0 па (4.40) на верхняй грані знойдзем папярэдне каэфіцыент k па (4.10). Ён роўны 25,1/(25,1—8,25) = 1,49. Тады

$$\varepsilon_0 = \frac{0{,}5 \cdot 3{,}3 \cdot 10^5 (2{,}14 \cdot 10^{-4})^2 \cdot 1{,}49^2}{3{,}3 \cdot 10^5 \cdot 2{,}14 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}49 - 67} = 4{,}37 \cdot 10^{-4}.$$

Вызначым дэфармацыю ў ніжняй арматуры на ўмоўным сярэднім узроўні 28 см:

$$\varepsilon_{sp0} = \frac{7{,}0 - 28}{7{,}0} 4{,}37 \cdot 10^{-4} = -1{,}3 \cdot 10^{-3}.$$

Гэта адпавядае напружанням $-1{,}3 \cdot 10^{-3} \cdot 5{,}5 \cdot 10^5 = -720$ кгс/см². Сумарнае напружанне роўнае —720—4179 = —4899, што менш за $\sigma_u = |14300|$ кгс/см².

Максімальнае сярэдняе напружанне, якое можа вытрымаць бетон сціснутай зоны, знойдзем па (4.5), замяніўшы $N^в$ на $\sigma^с_в$:

$$\sigma_{max} = \frac{\frac{1}{4}(87{,}7 + 67 + 44{,}64 + 4{,}55)}{\frac{4 \cdot 3{,}128}{3{,}3}\left(1 - \frac{3{,}128}{3{,}3}\right)} = 271 \text{ кгс/см}^2.$$

Плошча сціснутай зоны пры разбурэнні роўная $77{,}5 + 5{,}5(7{,}0 - 6{,}2) = 82$ см². Момант, які ўтварае сціснутая зона: $271 \cdot 82 \times \frac{2}{3} \cdot 7{,}0 = 103472$ кгс·см; момант, што ўтварае верхняя арматура: $\left(-2535 + \frac{7{,}0 - 3{,}1}{7{,}0} 4{,}37 \cdot 10^{-4} \cdot 5{,}5 \cdot 10^5\right) \cdot 0{,}57(7{,}0 - 3{,}1) = -5337$ кг·см; момант, утвараемы ніжняй арматурай: $-4899 \cdot 2{,}26(7{,}0 - 28) = 232554$ кгс·см.

Сумарны момант, які ўтвараецца ўсім сячэннем бэлькі: 103472 + 232554—5337 = 330688 кгс·см.

Эксперыментальны разбуральны момант роўны 347000 кгс·см. Розніца складае ўсяго толькі 5%.

5.8. РАЗЛІК ЭЛЕМЕНТАЎ, ШТО ЎСПРЫМАЮЦЬ КРУЧЭННЕ

Кручэнне жалезабетонных канструкцый узнікае звычайна з прычыны нецэнтральнага прыкладання знешняй папярочнай сілы і ў бэльках, што маюць ломаную ці крывалінейную вось. Пад нецэнтральным прыкладаннем у дадзеным выпадку трэба разумець такое прыкладанне папярочнай сілы, пры якім лінія яе дзеяння не праходзіць праз цэнтр супраціўлення сячэння.

Калі бетон працуе пругка, без трэшчын, сячэнне заарміравана сіметрычна, то цэнтр супраціўлення сячэння супадае з цэнтрам цяжару сячэння. У адваротным выпадку знайсці цэнтр супраціўлення даволі цяжка. На шчасце, намаганні кручэння, што ўзнікаюць з прычыны пластычнасці, трэшчынаўтварэння бетону, несіметрычнасці арміравання, заўсёды можна пакідаць без увагі, і тады намаганні кручэння можна вызначыць як здабытак знешняй папярочнай сілы на адлегласць да лініі цэнтра цяжару сячэння.

Паколькі папярочныя сілы выклікаюць таксама намаганні перарэзвання, то перакосныя напружанні ад кручэння заўсёды дзейнічаюць адначасова з перакоснымі напружаннямі ад папярочных сіл. У той жа час папярочныя сілы выклікаюць таксама і выгін канструкцый. Такім чынам, *T, Q* і *M* дзейнічаюць заўсёды сумесна. Выдзяленне ж у традыцыйнай тэорыі жалезабетону толькі выпадку выгіну з кручэннем з'яўляецца штучным, не адпавядае рэальнасці. Гэта часта здараецца ў навуцы, калі рэальным лічыцца толькі тое, што можа быць рацыянальна асэнсавана, а ў нашым выпадку — разлічана; усё ж астатняе аб'яўляецца неістотным ці наогул неіснуючым; пры гэтым ігнаруюцца не толькі эксперыментальныя факты, але і відавочныя ісціны фундаментальных навук (у нашым выпадку навукі аб супраціўленні матэрыялаў). Загружэнне канструкцыі аднымі чыстым выгінам і кручэннем можа адбывацца толькі ў эксперыментальных умовах.

Аднак пытанне ўспрыняцця жалезабетонам чыстага кручэння мае вялікае тэарэтычнае значэнне. Справа ў тым, што ў арматуры, устаноўленай пад вуглом 45° (да галоўных напружанняў расцяжэння і сціскання ў бетоне), не павінна ўзнікаць ні расцяжэння, ні сціскання, бо якраз пры гэтым вугле нармальныя дэфармацыі пры кручэнні роўныя нулю. Між тым эксперыменты сведчаць, што арматура працуе на расцяжэнне і істотна павялічвае здольнасць супраціўлення элемента. На наш погляд, гэты парадокс можа быць вырашаны толькі шляхам увядзення ў разлік дылатансіі бетону, г. зн. уліку здольнасці бетону павялічваць свой об'ём пад уздзеяннем чыста перакосных напружанняў. Спачатку пры малых нагрузках гэтае павелічэнне адбываецца за кошт разрыхлення бетону, а затым за кошт утварэння і развіцця трэшчын. Нагадаем, што традыцыйная пластычная тэорыя жалезабетону, каб улічыць работу арматуры, вымушана разглядаць іменна гэту апошнюю стадыю работы элемента. Улічыўшы вугал, пад якім размяшчаецца арматура адносна трэшчын, увёўшы тыя ці іншыя каэфіцыенты, можна ацаніць трываласць жалезабетоннага элемента пры чыстым кручэнні. Але вызначыць напружанні і дэфармацыі ў бетоне і арматуры ў любой стадыі нагружэння гэта тэорыя не дазваляе.

Паколькі фізічная сутнасць перакосных напружанняў ад папярочнай сілы і кручэння адна і тая ж, асноўныя разліковыя за-

лежнасці для кручэння вельмі падобныя да залежнасцей, выкладзеных у папярэднім параграфе.

1. Эфектыўная плошча папярочнай арматуры пры кручэнні можа быць вызначана па залежнасці

$$A_{sw}'^{T}=\frac{h_0-c}{s}A_{sw}^{T}, \tag{5.69}$$

дзе s — інтэрвал папярочнай арматуры; c — вышыня сціснутай зоны; A'_{sw} — сума сячэнняў двух бакавых папярочных стрыжняў (што злучаюць стрыжні A'_s і A_s) і аднаго папярочнага стрыжня, якія устаноўлены ў расцягнутай зоне і злучае расцягнутую падоўжную арматуру.

У выпадку, калі названая папярочная арматура мае розны інтэрвал (што вельмі верагодна, калі папярочная арматура зварваецца з асобных стрыжняў, а не гнецца ў выглядзе аднаго замкнутага хамута), сярэдні разліковы шаг можна знайсці па залежнасці

$$s=\frac{A_{sw}^{*}}{A_{sw}^{*}+A_{sw}^{**}}s^{*}+\frac{A_{sw}^{**}}{A_{sw}^{*}+A_{sw}^{**}}s^{**}, \tag{5.70}$$

дзе A_{sw}^{*} і s^{*} — плошча сячэння і інтэрвал аднаго напрамку папярочнай арматуры, а A_{sw}^{**} і s^{**} — адпаведна другога напрамку.

Залежнасць (5.69) адлюстроўвае просты факт эфектыўнасці папярочнага арміравання як функцыі інтэрвала арматуры і вышыні сціснутай зоны.

2. Таксама, як і пры ўспрыманні папярочнай сілы, пасля ўтварэння нахіленай трэшчыны бетон расцягнутай зоны не выключаецца поўнасцю з работы, а працягвае ўспрымаць нейкую частку кручэння. Гэтую долю можна ацаніць па залежнасці

$$n^{T}=\frac{\dfrac{488E_s\Sigma I_s}{l_a^3\,\mathrm{tg}\,\omega}+\dfrac{A_{sw}'^{T}E_{sw}}{l_{sw}\,\mathrm{tg}\,\omega}}{\dfrac{1}{2}b'G_0+\dfrac{488E_s\Sigma I_s}{l_a^3\,\mathrm{tg}\,\omega}+\dfrac{A_{sw}'^{T}E_{sw}}{l_{sw}\,\mathrm{tg}\,\omega}}, \tag{5.71}$$

дзе b' — сярэдняя шырыня расцягнутай зоны; каэфіцыент 1/2 перад b' адлюстроўвае той факт, што пры кручэнні ў цэнтры сячэнняў заўсёды ёсць пункт, дзе напружанні ад кручэння роўныя нулю; гэта абавязвае энергію, назапашаную ў гэтым сячэнні, паменшыць у сярэднім у 2 разы; астатнія абазначэнні тыя самыя, што і ў залежнасці (3.26).

3. Сярэднія вуглавыя дэфармацыі ад кручэння ў сціснутай зоне можна вызначыць па наступнай залежнасці:

$$\gamma_T'=\frac{T}{rG_{\text{в}}A_{\text{с.з}}+G_{\text{в.о}}A_{\text{р.з}}n^{T}}, \tag{5.72}$$

дзе $A_{с.з}$ — плошча сціснутай зоны; $A_{р.з}$ — плошча расцягнутай зоны; $G_{в}$ — модуль дэфармацыі бетону, які вызначаецца як сярэдняе арыфметычнае модуляў усіх участкаў сціснутай зоны; $G_{в.о}$ — пругкі модуль дэфармацый бетону (мяркуецца, як і пры ўспрыманні папярочнай сілы, што бетон паміж трэшчынамі працуе пругка); n^T — гл. (5.71); r — гл. параграф 3.5.

4. Для вызначэння эфектыўных сячэнняў папярочнай арматуры пры ўспрыманні кручэння сціснутай зонай бэлькі можна выкарыстаць наступную залежнасць:

$$A_{sw}^{*T} = \frac{b}{s^b} A_{sw}^b + \frac{c}{s} A_{sw}. \tag{5.73}$$

дзе b — шырыня бэлькі ў сячэнні, дзе ўстаноўлена верхняя (у сціснутай зоне) папярочная арматура; A_{sw}^b — плошча сячэння аднаго стрыжня гэтай арматуры; s^b — інтэрвал гэтай арматуры; c — вышыня сціснутай зоны; A_{sw} — плошча сячэння двух бакавых стрыжняў (што злучаюць расцягнутыя і сціснутыя падоўжныя стрыжні); s — яе інтэрвал.

5. Параметр K, фізічны сэнс якога дадзены пры вывядзенні (5.44), можна падлічыць па залежнасці

$$K = \frac{A_{sw}^{*T} E_{sw} + A_s' E_s'}{\frac{1}{2} A_{с.з} E_{в} + A_{sw}^{*T} E_{sw} + A_s' E_s'}, \tag{5.74}$$

дзе A_s' — плошча сячэння падоўжнай арматуры ў сціснутай зоне.

6. Як было адзначана вышэй, і кручэнне, і пераразаючая сіла выклікаюць адны і тыя ж перакосныя дэфармацыі і напружанні. Трэба знайсці іх выніковую дэфармацыю, каб затым, склаўшы перакосную дэфармацыю з нармальнай, лінейнай, знайсці галоўную дэфармацыю і на яе аснове галоўныя напружанні. Выніковую дэфармацыю γ вызначым па формуле косінусаў:

$$\gamma = \sqrt{\gamma_T^2 + \gamma_Q^2 - 2\gamma_T \gamma_Q \cos(180 - \psi)}, \tag{5.75}$$

дзе ψ — вугал паміж вектарамі γ_T і γ_Q, пры гэтым напрамак гэтых вектараў выяўляецца паводле фізічнага сэнсу, а іменна там, дзе дэфармацыі ад папярочнай сілы (напрамак якіх заўсёды можна прыняць вертыкальным) і кручэння складваюцца адна з адной, вугал паміж вектарамі, пабудаванымі з аднаго пункта, роўны 45° (для сячэнняў з прамымі вугламі ў канструкцыі), там жа, дзе дэфармацыі γ_T і γ_Q маюць розныя знакі, вугал паміж вектарамі, пабудаванымі таксама з аднаго пункта, роўны 135°. Калі вектары γ_T і γ_Q ляжаць на адной прамой, то яны звычайна проста складваюцца ці аднімаюцца алгебраічна. Для канструкцый, што маюць вуглы, адрозныя ад прамых, устанаў-

ліваюцца вуглы ψ паміж вертыкальным напрамкам вектара дэфармацый перакосу ад Q і бісектрысамі вуглоў канструкцый.

7. Пасля вызначэння максімальных перакосных напружанняў τ на кожным участку неабходна выявіць, якая доля гэтых напружанняў ураўнаважвае папярочную сілу, а якая — кручэнне. Гэта можна зрабіць на аснове гіпотэзы падобнасці дэвіятараў напружанняў і дэфармацый, прасцей кажучы, на аснове гіпотэзы роўнасці вуглоў паміж γ і γ_Q, з аднаго боку, і τ і τ_y — з другога (рыс. 58). З формулы косінусаў вынікае

$$\gamma_T^2 = \gamma^2 + \gamma_Q^2 - 2\gamma\gamma_Q \cos\psi^*, \qquad (5.76)$$

адкуль

$$\cos\psi^* = \frac{\gamma^2 + \gamma_Q^2 - \gamma_T^2}{2\gamma\gamma_Q}. \qquad (5.77)$$

Тады на аснове прынятай гіпотэзы (рыс. 58)

$$\tau_Q = \cos\psi^*\tau. \qquad (5.78)$$

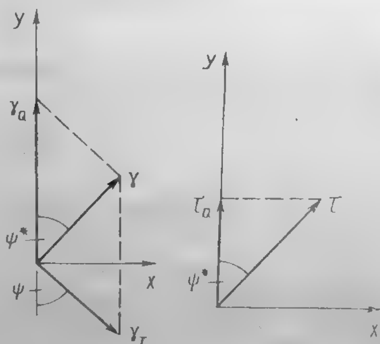
8. Калі сячэнне ці сціснутая зона разбіта на клеткі з рознымі адлегласцямі да нулявой лініі, то залежнасць (5.72) перапісваецца:

$$\gamma_{T,1} = \frac{T}{r_1\left(G_1A_1 + \frac{r_2}{r_1}G_2A_2 + \ldots\right) + r_*G_{\text{в.о}}A_{\text{р.з}}n^T}, \qquad (5.79)$$

дзе $\gamma_{T,1}$ — вуглавая дэфармацыя ў найбольш аддаленых ад нулявой лініі клетках з нумарам 1, агульнай плошчай A_1, модулем дэфармацый G_1; r_2, A_2, G_2 — адпаведна для клетак з нумарам 2; r_* — плячо супраціўлення кручэнню расцягнутай зоны, вызначаецца ў залежнасці ад тыпу сячэння па (3.31)—(3.33).

9. З улікам кругавой прыроды дэфармацый кручэння лінейную дэфармацыю ε_3 трэба вызначаць па залежнасці (5.45).

Прыклад 31. Бэлька БК-1 [28] падвяргаецца чыстаму кручэнню. Зроблена з цяжкага бетону кубіковай трываласцю 166 кгс/см², прызменнай — 150 кгс/см². Заармíравана падоўжнай арматурай 4∅15 А-І ($\sigma_ц = 2520$ кгс/см², $\sigma_u = 4000$ кгс/см²), папярочнай ∅10 А-І ($\sigma_ц =$



Рыс. 58. Да вывядзення залежнасці (5.78)

$=3600$ кгс/см², $\sigma_u=4240$ кгс/см²), устаноўленай з інтэрвалам 12,5 см. Сячэнне бэлькі паказана на рыс. 59.

Вызначыць напружанні і дэфармацыі ў арматуры і бетоне пры моманце кручэння, роўным 80000 кгс·см, а таксама разбуральны момант.

Па формуле Роша знойдзем прыбліжаны модуль пругкасці бетону

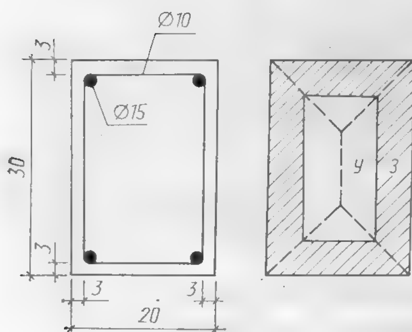
$$E_{\text{в.о}}=\frac{550000}{1+187/166}=2{,}58\cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$G_{\text{в.о}}=1{,}29\cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2.$$

Па (2.27) вызначым трываласць бетону пры расцяжэнні:

$$R_{\text{р}}=\frac{0{,}11}{(150/632)^2+1}\times$$

$$\times 150=15{,}9 \text{ кгс/см}^2.$$



Рыс. 59. Да разліку бэлькі БК-1

Па (2.28) знойдзем характарыстыку бетону $R_{\text{п}}$:

$$R_{\text{п}}=\frac{150\cdot 1{,}5\cdot 15{,}9}{150+1{,}5\cdot 15{,}9}=20{,}6 \text{ кгс/см}^2;\ 8R_{\text{п}}=165 \text{ кгс/см}^2.$$

Па (2.30) і (2.31) вылічым β і φ ($\beta=0{,}27$, $4\varphi=6{,}9$), а па (2.24)

$$q_0=\frac{2{,}58\cdot 10^5\,(150+15{,}9)}{2\cdot 150^2}=950.$$

Эфектыўную разліковую плошчу папярочнай арматуры пры чыстым кручэнні можна вызначыць па залежнасці

$$A'^{T}_{sw}=\frac{0{,}5\,(h+b)\,\Sigma A_{sw}}{s}=$$

$$=\frac{0{,}5\,(30+20)}{12{,}5}\cdot 4\cdot 0{,}78=6{,}24 \text{ см}^2.$$

Разбіваем сячэнне на знешні і ўнутраны паясы (рыс. 59). Плошча першага 400 см², адлегласць ад нулявой лініі да сярэдзіны пояса 7,5 см, плошча ўнутранага пояса 200 см², адлегласць

2,5 см. Вызначаем вуглавую дэфармацыю ў знешнім найбольш нагружаным поясе пры ўмове пругкай работы бетону:

$$\gamma = \frac{80000}{1{,}29 \cdot 10^5 (400 \cdot 7{,}5 + 200 \cdot 2{,}5)} = 1{,}76 \cdot 10^{-4}.$$

Гэтай вуглавой дэфармацыі адпавядае лінейная, роўная $1{,}76 \cdot 10^{-4}/2 = 0{,}88 \cdot 10^{-4}$.

Па (5.74) вызначаем параметр K пры пругкай рабоце бетону:

$$K = \frac{6{,}24 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 + 7{,}06 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{2{,}58 \cdot 10^5 \cdot 300 + 6{,}24 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 + 7{,}06 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6} = 0{,}263.$$

Дэфармацыя ε_3 па (5.45) роўная $-0{,}648 \cdot 10^{-4}$. У табл. 5.36 прыведзены даныя для знешняга (З) і ўнутранага (У) паясоў, пры гэтым велічыні σ_3 і σ_1 вызначаем па (5.53) і (2.26). Для скарачэння запісу ў далейшым у велічынях дэфармацый апускаем велічыню 10^{-4}, а ў велічынях напружанняў і модуляў $E_в$ — велічыню 10^5. Гэтым дэфармацыям адпавядае ўнутраны момант кручэння, роўны $7{,}5 \cdot 400 \cdot 20{,}43 + 2{,}5 \cdot 200 \cdot 7{,}44 = 65010$ кгс·см. Гэта велічыня больш зададзенага моманту ў 1,23 разы, чаго і трэба было чакаць, паколькі бетон не працаваў у пругкай стадыі.

Сэнс далейшага разліку ў тым, каб на аснове атрыманай розніцы назначыць новыя велічыні ε і K і, такім чынам, каб велічыня K, атрыманая па вылічаных значэннях K, не вельмі моцна адрознівалася ад назначанага значэння K. Гэтага можна дасягнуць шляхам павелічэння дэфармацыі ў $1{,}23^2$ раза і змяншэння $E_в$ ў 1,23 раза. Тады новае значэнне K будзе 0,32, а новая дэфармацыя — $1{,}33 \cdot 10^{-4}$. Паўтараем разлікі, каб запоўніць табл. 5.37. Гэтым напружанням адпавядае момант, роўны 85100 кгс·см, што адрозніваецца ад зададзенага на 6%. Такой розніцай можна задаволіцца. Велічыня K, вылічаная па значэннях $E_в$, роўных

Табліца 5.36

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З У	0,88 0,29	—0,648 —0,215	—15,0 —5,45	20,43 7,44	2,32 2,54

Табліца 5.37

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З У	1,33 0,44	—0,90 —0,30	—17,97 —7,5	26,5 11,0	2,0 2,51

Табліца 5.38

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	1,836	—1,22	—19,17	28,86	1,57
У	0,612	—0,407	—10,0	15,07	2,46

Табліца 5.39

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	2,07	—1,36	—19,27	29,36	1,418
У	0,69	—0,45	—10,98	16,84	2,44

2,0 і 2,51, складае 0,3, што адрозніваецца ад назначанага значэння 0,32 на 6%.

Вызначым напружанні ў арматуры, знайшоўшы папярэдне па (5.51) дэфармацыі ў ёй:

$$\varepsilon_i^a = (1 - 0{,}32)\{1{,}33\cdot10^{-4} - [1{,}33\cdot10^{-4} + 950\,(1{,}33\cdot10^{-4})^2]\} =$$
$$= -1{,}14\cdot10^{-5};$$
$$\sigma_a = -24 \text{ кгс/см}^2.$$

Пераходзім да вызначэння разбуральнай нагрузкі для бэлькі. Найбольш проста (каб не ўводзіць новых гіпотэз) яе можна знайсці, даючы паслядоўна ўзрастаючыя велічыні дэфармацый і назначаючы новыя велічыні K вышэйапісаным спосабам.

1. Назначаем $T=100000$ кгс·см. Розніца ў параўнанні з велічынёй 85100 кгс·см складае 1,175. Новае значэнне K роўнае 0,33. Запаўняем табл. 5.38 (пры дэфармацыях велічыня 10^{-4} тут і далей апушчана). Знойдзеным напружанням адпавядае момант кручэння, роўны 94115 кгс·см. Розніца ў параўнанні з зададзеным складае 1,06. Новае значэнне дэфармацыі $1{,}836\cdot1{,}06^2=2{,}07$. Новае значэнне $K=0{,}343$. Новым значэнням напружанняў адпавядае момант кручэння, роўны 96500 кгс·см.

Велічыня K, вызначаная па значэннях $E_в$ (табл. 5.39), супала з назначанай велічынёй, роўнай 0,343.

2. Назначаем $T=110000$ кгс·см. Тады розніца ў параўнанні з $T=96500$ кгс·см складзе 1,14. Знаходзім новыя велічыні дэфармацый і K ($K=0{,}374$) (табл. 5.40).

Момант, што адпавядае атрыманым напружанням, роўны 102190 кгс·см. Розніца ў параўнанні з велічынёй 110000 кгс·см складае 1,076. Новае значэнне K роўнае 0,391. Робім наступнае прыбліжэнне (табл. 5.41).

Момант, вызначаны на аснове атрыманых напружанняў, роў-

ны 104944 кгс·см. Розніца складае 1,098. Новая велічыня дэфармацый $\varepsilon_1=3{,}4\cdot10^{-4}$. Новая велічыня K роўная 0,4. Робім яшчэ адно прыбліжэнне. Значэнне K, вылічанае па $E_в$ (табл. 5.42), дакладна супала з $K=0{,}4$.

3. Назначаем $T=120000$ кгс·см. Розніца ў параўнанні з папярэднім значэннем моманту, пры якім былі вызначаны дэфармацыі і K, роўная 1,134. Паўтараем усе разлікі і заносім даныя ў табл. 5.43.

Момант па даных табліцы адрозніваецца ад зададзенага ў 1,094 раза. Вызначаем новыя дэфармацыі і K (табл. 5.44).

Атрыманым напружанням адпавядае момант, роўны 112330 кгс·см. Карэкціруем дэфармацыі і K ($K=0{,}49$). Робім яшчэ адно прыбліжэнне (табл. 5.45). Намаганне на аснове атрыманых напружанняў роўнае 113531 кгс·см. Правяраем K, вызначанае на аснове модуляў 0,54 і 1,76 ($K=0{,}49$), што супадае з K зададзеным.

4. Назначаем $T=130000$ кгс·см. Розніца складае 1,145. Новае значэнне K роўнае 0,527, новыя дэфармацыі, напружанні і модулі прыведзены ў табл. 5.46.

Гэтым напружанням адпавядае момант кручэння, роўны 111558 кгс·см, што менш за момант папярэдняга разліку. Такім чынам, момант 113531 кгс·см можна лічыць разбуральным. Разбуральны момант бэлькі вызначаны, эксперыментальны

Табліца 5.40

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	2,69	—1,68	—19,06	30,56	1,13
У	0,89	—0,56	—13,23	21,02	2,36

Табліца 5.41

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	3,1	—1,88	—18,8	31,02	1,022
У	1,038	—0,63	—14,45	23,74	2,28

Табліца 5.42

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	3,4	—2,04	—18,6	31,04	0,913
У	1,134	—0,68	—15,23	25,39	2,22

Табліца 5.43

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	4,37	—2,46	—17,78	31,61	0,72
У	1,45	—0,816	—16,75	29,75	2,05

Табліца 5.44

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	5,22	—2,79	—17,0	32,00	0,61
У	1,74	—0,93	—17,46	32,66	1,87

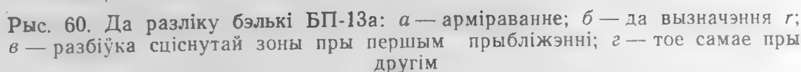
Табліца 5.45

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	5,95	—3,03	—16,3	32,03	0,54
У	1,98	—1,0	—17,61	34,88	1,76

Табліца 5.46

Пояс	ε_1	ε_3	σ_3	$\sigma_1=\tau$	$E_в$
З	7,8	—3,68	—14,6	30,88	0,39
У	2,6	—1,23	—17,89	37,84	1,45

роўны 140000 кгс·см. Значыць, разліковы разбуральны момант меншы за эксперыментальны на 19%. Больш высокае значэнне эксперыментальнага разбуральнага моманту можна лёгка растлумачыць асаблівасцю эксперыментаў на чыстае кручэнне, а іменна замацаваннем тарцоў бэлек, на якія накладваюць металічныя дыскі з далучанымі да іх механізмамі павароту. Гэтыя механізмы не маглі не перашкаджаць падоўжнаму восеваму падаўжэнню бэлькі, г. зн. яны быццам выконвалі ролю дадатковага падоўжнага арміравання. У рэальных умовах будаўніцтва тарцы канструкцый, што падвяргаюцца кручэнню, таксама замацоўваюцца — часцей замуроўваюцца ў сцены. Але жорсткасць такога замацавання ўлічыць цяжка, таму ў дадзеным разліку ўмоўна прынята, што нішто, акрамя арматуры, не перашкаджае восеваму падаўжэнню бэлькі. Эфект «ідзе на запас трываласці».



Рыс. 60. Да разліку бэлькі БП-13а: *а* — арміраванне; *б* — да вызначэння *r*; *в* — разбіўка сціснутай зоны пры першым прыбліжэнні; *г* — тое самае пры другім

Разлік таксама пацвердзіў вельмі пластычны характар разбурэння элементаў, падвергнутых кручэнню. Так, калі намаганне, што прывяло да разбурэння бэлькі, узрасло ў параўнанні з эксплуатацыйным у 1,33 раза (113531/85100), то дэфармацыя бетону павялічылася пры гэтым жа ўзрастанні нагрузкі ў 4,47 раза (5,95/1,33), а напружанні ў арматуры ўзраслі ў 15 разоў (360/24) (напружанні 360 кгс/см² атрыманы пры дэфармацыях $5{,}95 \cdot 10^{-4}$ з дапамогай залежнасці (5.51)).

Прыклад 32. Бэлька БП-13а [28] падвяргаецца сумеснаму дзеянню выгіну, кручэння і папярочнай сілы. Зроблена з цяжкага бетону, які мае трываласць пры аднавосевым сцісканні прыкладна 190 кгс/см², трываласць пры расцяжэнні 16,5 кгс/см². Бэлька заарміравана: $A_s = 2\varnothing 28 - 12{,}3$ см², $A'_s = 2\varnothing 14 - 3{,}08$ см², $A_{sw} = 2\varnothing 10 - 1{,}6$ см², $A'_{sw} = 2\varnothing 10 - 1{,}6$ см². Межы цякучасці арматуры: $\varnothing 28$ — 3900 кгс/см², $\varnothing 14$ — 3040, $\varnothing 10$ — 3130 кгс/см²; межы трываласці адпаведна 5500, 4200, 4070 кгс/см². Сячэнне бэлькі паказана на рыс. 60, *а*.

Вызначыць напружанні ў бетоне і арматуры пры $M = 360000$ кгс·см (пралёт зрэзу і эксцэнтрысітэт прыкладання сілы такія, што $T = 72000$ кгс·см, $Q = 5250$ кгс), а таксама разбуральную нагрузку.

Па (2.28) знаходзім характарыстыку бетону $R_п$:

$$R_п = \frac{190 \cdot 1{,}5 \cdot 16{,}5}{190 + 1{,}5 \cdot 16{,}5} = 21{,}89 \text{ кгс/см}^2.$$

Па (2.30) і (2.31) вылічаем β і φ. Канчаткова характарыстыкі бетону роўныя: $8R_п = 175$ кгс/см², $\beta = 0{,}23$, $4\varphi = 7{,}07$. Па фор-

муле Роша (д. 4) вызначаем модуль пругкасці бетону: $2{,}93 \cdot 10^5$ кгс/см².

Для вызначэння вугла нахілу трэшчын трэба папярэдне знайсці сярэдняе плячо моманту супраціўлення кручэнню. У адпаведнасці з прынцыпамі, выкладзенымі ў параграфе 3.5, праводзім у сячэнні нулявую лінію і выдзяляем дзве плошчы з плячом моманту сіл, роўным 5,2 см (частая штрыхоўка), і з плячом 1,37 см (рэдкая штрыхоўка). Па (3.31) знаходзім сярэдняе плячо супраціўлення (рыс. 60, *б*):

$$r_{\text{ср}} = \frac{1}{29{,}5 \cdot 15{,}5}(350 \cdot 5{,}2 + 107 \cdot 1{,}37) = 4{,}3 \text{ см}.$$

Па (3.11) знаходзім $\operatorname{tg}\omega$:

$$\operatorname{tg}\omega = \frac{3{,}6/0{,}293 + 0{,}72/0{,}043 + 5{,}25}{0{,}72/0{,}043 + 3 \cdot 5{,}25} = 1{,}0,$$

дзе намаганне і размеры выражаны ў тонах і метрах.

Вызначым па (3.20) α для ніжняй падоўжнай арматуры:

$$\alpha = \frac{2{,}8}{6 - 2{,}8} + 1 = 1{,}87.$$

Па (3.19) вылічым даўжыню ўчастка, на якім выгінаецца падоўжная ніжняя арматура:

$$l_a = 1{,}87 \cdot 6 \sqrt[4]{\frac{2 \cdot 10^6 \cdot 3{,}01}{2{,}93 \cdot 10^5}} = 23{,}8 \text{ см},$$

дзе 3,01 — момант інерцыі, см⁴, стрыжня ∅28 мм.

Па (3.23) знойдзем умоўную разліковую даўжыню папярочнай арматуры:

$$l_{sw} = 2 \cdot \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 1{,}0}{2{,}93 \cdot 10^5 \cdot 1{,}2} = 11{,}37 \text{ см}.$$

П е р ш а е п р ы б л і ж э н н е. Прымем вышыню сціснутай зоны роўнай 15 см (рыс. 60, *в*). Знаходзім па (3.22) эфектыўную плошчу папярочнай арматуры для дзеяння папярочнай сілы:

$$A'^{Q}_{sw} = \frac{26{,}5 - 15}{10} \cdot 1{,}6 = 1{,}84 \text{ см}^2.$$

Знаходзім тое самае для дзеяння кручэння па (5,69):

$$A'^{T}_{sw} = \frac{26{,}5 - 15}{10} \cdot 2{,}4 = 2{,}76 \text{ см}^2,$$

дзе 2,4 — плошча сячэння, см², двух бакавых стрыжняў, што злучаюць арматуру A_s і A'_s, і аднаго папярочнага, што злучае ніжнюю падоўжную арматуру A_s.

Знаходзім па (3.26) параметр n^Q для дзеяння Q:

$$n^Q = \frac{\dfrac{488\cdot 2\cdot 10^6\cdot 2\cdot 3{,}01}{23{,}8^3} + \dfrac{1{,}84\cdot 2{,}1\cdot 10^6}{11{,}37}}{15{,}5\cdot 1{,}465\cdot 10^5 + \dfrac{488\cdot 2\cdot 10^6\cdot 2\cdot 3{,}01}{23{,}8^3} + \dfrac{1{,}84\cdot 2{,}1\cdot 10^6}{11{,}37}} =$$

$$= 0{,}256.$$

Па (5.71) знаходзім n^T для дзеяння кручэння:

$$n^T = \frac{\dfrac{488\cdot 2\cdot 10^6\cdot 2\cdot 3{,}01}{23{,}8^3} + \dfrac{2{,}76\cdot 2{,}1\cdot 10^6}{11{,}37}}{0{,}5\cdot 15{,}5\cdot 1{,}465\cdot 10^5 + \dfrac{488\cdot 2\cdot 10^6\cdot 2\cdot 3{,}01}{23{,}8^3} + \dfrac{2{,}76\cdot 2{,}1\cdot 10^6}{11{,}37}} =$$

$$= 0{,}45.$$

Вызначаем дэфармацыю на верхняй грані бэлькі ад дзеяння выгіну (папярэдне знайшоўшы момант інерцыі ўсяго сячэння па формуле $I = bh^3/12 = 33160$ см^4):

$$\varepsilon_{в} = \frac{360000\cdot 15}{33160\cdot 2{,}93\cdot 10^5} = 5{,}54\cdot 10^{-4}.$$

Па суадносінах (3.42) знаходзім велічыню падоўжнай дэфармацыі ў палосах *I, II, III*. Яна роўная адпаведна $0{,}92\cdot 10^{-4}$; $2{,}77\cdot 10^{-4}$; $4{,}61\cdot 10^{-4}$. Па (3.51) вызначаем умоўны размер загрузачнай пляцоўкі — 156 см^2. Па (3.50) знаходзім папярочныя дэфармацыі ў палосах:

$$\varepsilon_{yi} = \frac{2\cdot 5250}{156\cdot 2{,}93\cdot 10^5}\cdot\frac{29{,}5 - y_i}{29{,}5} - 0{,}3\varepsilon_{xi},$$

дзе y_i — адлегласць да цэнтраў адпаведных палос, якія роўныя 12,5; 7,5; 2,5 см. Па (3.46) вылічаем сярэднюю перакосную дэфармацыю ад дзеяння Q:

$$\gamma_Q = \frac{5250}{1{,}465\cdot 10\,(15{,}5\cdot 15 + 0{,}256\cdot 15{,}5\cdot 14{,}5)} = 1{,}23\cdot 10^{-4}.$$

Для вызначэння перакосных дэфармацый ад T трэба спачатку разбіць сціснутую зону на элементарныя пляцоўкі. Разбіваем яе так, як паказана на рыс. 60, *в*. На работу сярэдняй пляцоўкі *5* не звяртаем увагі з-за малога пляча моманту сіл, роўнага 5,0 : 4 = 1,25 см. Для знешніх пляцовак гэта плячо складае 5 см.

Па (5.72) вызначаем перакосную дэфармацыю для знешніх пляцовак:

$$\gamma'_T = \frac{72000}{5 \cdot 1{,}465 \cdot 10^6 (205 + 0{,}45 \cdot 224)} = 3{,}21 \cdot 10^{-4},$$

дзе 205 — плошча сціснутай зоны, см², за вылікам цэнтральнай пляцоўкі (гэтае спрашчэнне відавочна «працуе ў запас трываласці»); 224 — плошча расцягнутай зоны, см². Падлічваем па (3.28) перакосную дэфармацыю ад папярочнай сілы ў палосах: у *I* і *III* палосах яна роўная 0,82 γ_Q, у *II* — 1,5 γ_Q.

Для вызначэння эфектыўнага сячэння папярочнай арматуры пры ўспрыманні кручэння сціснутай зонай выкарыстаем залежнасць (5.73):

$$A^{*T}_{sw} = \frac{15{,}5}{10} \cdot 0{,}8 + \frac{15}{10} \cdot 1{,}6 = 3{,}64 \ \text{см}^2.$$

Па (5.74) вызначым параметр K:

$$K = \frac{3{,}64 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 + 1{,}6 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{116{,}2 \cdot 2 \cdot 2{,}93 \cdot 10^5 + 3{,}64 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 + 1{,}6 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6} = 0{,}244.$$

З улікам параметра K вуглавая дэфармацыя ад кручэння

$$\gamma_T = (1 - 0{,}244)\, 3{,}21 \cdot 10^{-4} = 2{,}43 \cdot 10^{-4}.$$

Па (5.75) складваем дэфармацыі γ_T і γ_Q і атрымліваем сумарную дэфармацыю γ; па (3.5) і (3.6) знаходзім галоўныя лінейныя дэфармацыі ε_1 і ε_3; па (5.53) і (2.26) — галоўныя напружанні σ_3 і σ_1; па (3.1) — вугал нахілу галоўных пляцовак; па (5.62), (5.63) і (5.64), (5.65) — напружанні σ_x і τ; па (5.77) — велічыню $\cos\psi^*$; па (5.78) — вертыкальную перакосную састаўляючую напружанняў перакосу τ_Q. Запаўняем табл. 5.47.

Памножыўшы τ_Q на плошчу кожнай элементарнай пляцоўкі, вызначым велічыню папярочнай сілы, якую ўспрымае сціснутая зона бэлькі:

$$Q_{\text{с.з}} = 25(-8{,}77) + 27{,}5 \cdot 12{,}4 + 25 \cdot 32{,}3 + 25(-8{,}1) +$$
$$+ 27{,}5 \cdot 24{,}8 + 25 \cdot 44{,}7 + 25(-9{,}36) + 27{,}5 \cdot 12{,}6 +$$
$$+ 25 \cdot 30{,}2 = 3393 \ \text{кгс}.$$

Папярочная сіла, якую ўспрымае расцягнутая зона бэлькі:

$$Q_{\text{р.з}} = 1{,}23 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}465 \cdot 10^5 (29{,}5 - 15)\, 15{,}5 \cdot 0{,}256 = 1037 \ \text{кгс}.$$

Усё сячэнне ўспрымае 4430 кгс, што складае 84% ад зададзенага намагання 5250 кгс.

Падзяліўшы σ_1 на ε_1, знойдзем модулі дэфармацый бетону пляцовак сціснутай зоны. Сярэдняе арыфметычнае модуляў усіх дзевяці пляцовак роўнае 2,5·10⁵ кгс/см². Па (3.38) знаходзім цэнтр супраціўлення x усяго сячэння:

Таблiца 5.47

Пункт разлiку	y_i	ε_x	ε_y	γ_T	γ_Q	γ	ε_1	ε_3	σ_z	σ_1	$tg\theta$	$tg^2\theta$	σ_x	τ	$\cos\psi^*$	τ_Q	E
1	2,5	4,61	0,7	2,43	1,02	1,86	4,82	0,49	12,6	123,8	0,225	0,051	118	23,7	—0,37	—8,77	2,57
2	2,5	4,61	0,7	2,43	1,02	2,63	5,01	0,30	7,48	125,0	0,305	0,093	115	32,8	0,38	12,4	2,49
3	2,5	4,61	0,7	2,43	1,02	3,22	5,18	0,13	3,13	124,8	0,358	0,128	111	38,6	0,838	32,3	2,41
4	7,5	2,77	0,87	2,43	1,84	0,59	2,81	0,82	22,6	77,6	0,151	0,023	76,3	8,1	—1,0	—8,1	2,76
5	7,5	2,77	0,87	0,0	1,84	1,84	3,14	0,49	13,2	84,7	0,405	0,164	74,6	24,8	1,0	24,8	2,69
6	7,5	2,77	0,87	2,43	1,84	4,27	4,15	—0,51	—10,7	87,3	0,649	0,422	58,2	44,7	1,0	44,7	2,10
7	12,5	0,92	1,03	2,43	1,02	1,86	1,90	0,04	1,09	51,7	0,942	0,888	24,9	25,3	—0,37	—9,36	2,72
8	12,5	0,92	1,03	2,43	1,02	2,63	2,29	—0,34	—8,6	58,0	0,959	0,909	23,3	33,2	0,38	12,6	2,53
9	12,5	0,92	1,03	2,43	1,02	3,22	2,58	—0,63	—14,1	58,1	0,966	0,933	20,7	36,0	0,838	30,2	2,25
A'_s	3,0	4,43	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	886	—	—	—	20,0
A_s	26,5	—4,24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—848	—	—	—	20,0

Заўвага. У значэннях дэфармацый апушчана велiчыня 10^{-4}, у значэннях модуля дэфармацый E — велiчыня 10^5.

$$x = \{160,6 + 171,2 + 150,6 + 517 + 555 + 393 + 850 + 870 + 703 + 184 + 6519\}\{64,25 + 68,5 + 60,2 + 69 + 74,9 + 52,5 + 68 + 69,6 + 56,2 + 61,6 + 246\}^{-1} = 12,43 \text{ см}.$$

Па (3.36) устанаўліваем размеркаванне намаганняў у сячэнні:

$$M = 118\cdot25\cdot12,5 + 115\cdot27,5\cdot12,5 + 111\cdot25\cdot12,5 + 76,3\cdot25\cdot7,5 + 74,6\cdot27,5\cdot7,5 + 58,2\cdot25\cdot7,5 + 25,3\cdot25\cdot2,5 + 23,3\cdot27,5\cdot2,5 + 36\cdot25\cdot2,5 + 886\cdot3,08\cdot12 + 848\cdot12,3\cdot11,5 - (15 - 12,43)(118\cdot25 + 115\cdot27,5 + 111\cdot25 + 76,3\cdot25 + 74,6\cdot27,6 + 58,2\cdot25 + 25,3\cdot27,5 + 36\cdot25 + 886\cdot3,02 - 848\cdot12,3) = 286782 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Параўноўваючы атрыманы момант з зададзеным, бачым, што ён меншы, чым зададзены, прыкладна на 20%, падоўжнае намаганне (сума ў апошніх дужках) не роўнае нулю. Такім чынам, патрабуецца карэкціроўка дэфармацый і паўторны разлік.

Другое прыбліжэнне. Вызначаем па (3.41) дэфармацыю ў цэнтры супраціўлення:

$$\varepsilon_c = \frac{15 - 12,43}{15} 5,54\cdot10^4 = 0,95\cdot10^{-4}.$$

Карэкціруем дэфармацыі па (3.43), (3.44) (пры гэтым велічыню 10^{-4} для скарачэння запісу апускаем):

$$\varepsilon_в = 5,54 - 0,95 + (360000/286782 - 1)(5,54 - 0,95) = 5,76;$$

$$\varepsilon_s = -4,24 - 0,95 + \frac{12,43 - 26,5}{12,43}\left(\frac{360000}{286782} - 1\right)(5,54 - 0,95) = -6,46.$$

Па (3.39) вызначаем новую вышыню сціснутай зоны:

$$c = \frac{5,76}{5,76 + 6,46}\cdot26,5 = 12,5 \text{ см}.$$

Разбіваем нанава сціснутую зону на тры паласы вышынёй 4,16 см, а затым кожную паласу на тры пляцоўкі шырынёй 5; 5,5 і 5 см (рыс. 60, *г*). У сувязі з тым што змянілася вышыня сціснутай зоны, змяняюцца велічыні A'^{Q}_{sw}, A^{*T}_{sw}, A'^{T}_{sw}, n^Q, n^T, K, γ_Q, γ'_T. Па (5.65)

$$A'^{T}_{sw} = 3,36 \text{ см}^2;$$

па (3.22)

$$A_{sw}^{'Q} = \frac{26,5 - 12,5}{10} \cdot 1,6 = 2,24 \text{ см}^2;$$

па (5.73)

$$A_{sw}^{*T} = \frac{15,5}{10} \cdot 0,8 + \frac{12,5}{10} \cdot 1,6 = 3,24 \text{ см}^2;$$

па (3.26)

$$n^Q = \frac{4,36 + 4,13}{22,7 + 4,36 + 4,13} = 0,272;$$

па (5.74)

$$K = \frac{68 + 33,6}{242 + 68 + 33,6} = 0,296;$$

па (5.71)

$$n^T = \frac{4,36 + 6,2}{11,35 + 4,36 + 6,2} = 0,48;$$

па (3.46)

$$\gamma_Q = \frac{5250}{1,25 \cdot 10^5 \cdot 15,5 \cdot 12,5 + 1,465 \cdot 10^5 \cdot 15,5 \cdot 17 \cdot 0,272} = 1,51 \cdot 10^{-4}.$$

Новае плячо моманту супраціўлення роўнае 4,16 см. Па (5.72)

$$\gamma_T' = \frac{72000}{4,16\,(1,25 \cdot 10^5 \cdot 171 + 1,465 \cdot 10^5 \cdot 15,5 \cdot 17 \cdot 0,48)} = 4,29 \cdot 10^{-4},$$

дзе 171 — плошча сціснутай зоны, см², без пляцоўкі 5. Па (5.45)

$$\gamma_T = (1 - 0,296)\, 4,29 \cdot 10^{-4} = 3,0 \cdot 10^{-4}.$$

Дэфармацыі ад папярочнай сілы ў *I* і *III* палосах роўныя $1,51 \times 10^{-4} \cdot 0,83 = 1,25 \cdot 10^{-4}$, у *II* паласе — $1,51 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 = 2,26 \cdot 10^{-4}$.

Вызначаем адлегласці ад верхняй грані бэлькі да цэнтраў палос. Яны роўныя 1,08; 6,25 і 10,4 см. З улікам гэтых адлегласцей нанава вызначаем папярочныя дэфармацыі па (3.50), а таксама падоўжныя дэфармацыі па (3.42). Заносім усе даныя ў табл. 5.48. Па залежнасцях, указаных у папярэднім першым прыбліжэнні, знаходзім астатнія велічыні.

Памножыўшы τ_Q на плошчы адпаведных пляцовак, склаўшы атрыманыя намаганні, знойдзем папярочную сілу, якую ўспрымае сціснутая зона:

$$Q_{с.з} = -229 + 353 + 828 - 212 + 705 + 986 - 235 + 334 + 676 = 3200 \text{ кгс}.$$

Табліца 5.48

Пункт разліку	y_i	ε_x	ε_y	γ_T	γ_Q	γ	ε_1	ε_3	σ_3	σ_1	$tg\theta$	$tg^2\theta$	σ_x	τ	$\cos\psi^*$	τ_Q	E
1	1,08	4,8	1,03	3,0	1,25	2,3	5,12	0,707	18,3	133	0,28	0,079	124,6	29,7	0,37	—16,99	2,59
2	1,08	4,8	1,03	3,0	1,25	3,25	5,40	0,42	10,51	135	0,37	0,138	120,0	40,5	0,38	15,4	2,50
3	1,08	4,8	1,03	3,0	1,25	3,97	5,65	0,177	4,22	135	0,43	0,184	114,4	47,4	0,84	39,8	2,38
4	6,25	2,88	1,23	3,0	2,26	0,74	2,95	1,15	32,0	82,1	0,21	0,046	79,9	10,25	—1,0	—10,25	2,78
5	6,25	2,88	1,23	0,0	2,26	2,26	3,45	0,656	17,7	94,1	0,508	0,258	78,3	30,8	1,0	20,8	2,72
6	6,25	2,88	1,23	3,0	2,26	5,26	4,81	—0,7	—12,7	87,3	0,73	0,54	52,2	47,4	1,0	47,4	1,81
7	10,4	0,96	1,43	3,0	1,25	2,3	2,37	0,02	0,49	63,2	0,816	0,66	25,4	30,5	—0,37	—11,3	2,66
8	10,4	0,96	1,43	3,0	1,25	3,25	2,83	—0,44	—10,4	67,3	0,865	0,75	22,9	38,5	0,38	14,6	2,38
9	10,4	0,96	1,43	3,0	1,25	3,97	3,19	—0,80	—15,6	62,4	0,888	0,79	18,8	38,7	0,84	32,5	1,95
A'_s	3,0	4,38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	919	—	—	—	20,0
A_s	26,5	—6,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—1292	—	—	—	20,0

Заўвага. У велічынях дэфармацый апушчана велічыня 10^{-4}, у велічынях модуля E — 10^5.

Папярочная сіла, якую ўспрымае расцягнутая зона:

$$Q_{р.з} = 15{,}5\cdot 17\cdot 1{,}465\cdot 10^5\cdot 1{,}51\cdot 10^{-4}\cdot 0{,}272 = 1586 \text{ кгс}.$$

Усяго сячэнне ўспрымае 4792 кгс, што на 9% менш, чым зададзеная велічыня папярочнай сілы. Такой дакладнасцю можна задаволіцца.

Пераходзім да вызначэння выгінальнага моманту, які адпавядае прынятым у другім прыбліжэнні дэфармацыям.

Вызначаем новы цэнтр супраціўлення па (3.38). Ён роўны 12,23 см, што нязначна адрозніваецца ад вышыні сціснутай зоны, роўнай 12,5 см. Па (3.36) устанаўліваем размеркаванне намаганняў у сячэнні. У выніку падліку па (3.36) атрымалася $N=623$ кгс (у ідэале пры наступных прыбліжэннях гэта велічыня павінна стаць роўнай нулю, паколькі падоўжная сіла на бэльку не дзейнічае), $M=360800$ кгс·см, што фактычна супадае з зададзеным выгінальным момантам. Такім чынам, прыбліжэнні можна спыніць .

Вызначым напружанні ў арматуры пры зададзеных намаганнях. Спачатку знойдзем па (2.24) модуль дылатансіі бетону:

$$q_0 = \frac{2{,}93\cdot 10^5\,(190+16{,}5)}{2\cdot 190^2} = 838.$$

Па (5.51) вызначаем дэфармацыю ў арматуры сціснутай зоны ад кручэння (нагадаем, што лінейная дэфармацыя роўная палавіне перакоснай, г. зн. $(4{,}29\cdot 10^{-4})/2=2{,}14\cdot 10^{-4}$):

$$\varepsilon_i^a = (1-0{,}296)\{2{,}14\cdot 10^{-4} - [2{,}14\cdot 10^{-4} + 838\,(2{,}14\cdot 10^{-4})^2]\} = -0{,}26\cdot 10^{-4}.$$

Гэтая дэфармацыя адпавядае напружанням —53 кгс/см².

Правяраем напружанні ў хамутах ад дзеяння Q. Перакосная дэфармацыя ў расцягнутай зоне роўная $1{,}51\cdot 10^{-4}$. Вызначым па (5.66) перамяшчэнне пункта, дзе ўмоўна сканцэнтравана супраціўленне хамутоў сіле перарэзвання:

$$\Delta = \frac{2}{3}\cdot 1{,}51\cdot 10^{-4}\cdot\frac{26{,}5-12{,}5}{1{,}0}(1-0{,}272) = -1{,}11\cdot 10^{-3} \text{ см}.$$

Дэфармацыю ў арматуры ў месцы перасячэння яе трэшчынай вызначым па (5.67):

$$\varepsilon_a^Q = \frac{1{,}11\cdot 10^{-3}}{0{,}25\cdot 11{,}37} = -3{,}89\cdot 10^{-4}.$$

Гэтым дэфармацыям адпавядае напружанне —778 кгс/см². Паколькі расцягваючыя напружанні ад кручэння дзейнічаюць у сціснутай зоне, а расцягваючыя напружанні ад папярочнай сі-

лы — у расцягнутай (у месцы перасячэння арматуры нахіленай трэшчынай), напружанні —53 і —778 не складваюцца.

Адкарэкціраваць можна напружанні ў сціснутай падоўжнай арматуры. Яны роўныя 919—53=866 кгс/см².

Напружанні ў расцягнутай падоўжнай арматуры ўказаны ў табл. 5.48.

Пяройдзем да вызначэння здольнасці супраціўлення. Нягледзячы на наяўнасць кручэння, разбуральныя намаганні можна вызначыць, пазбегнуўшы метаду паслядоўных прыбліжэнняў, што мела месца ў папярэднім прыкладзе. Гэтага ўдаецца дасягнуць дзякуючы таму, што ў гэтым прыкладзе, як і ў пераважнай большасці рэальных выпадкаў загружэння, кручэнне, таксама як і папярочная сіла, з'яўляецца вытворным ад больш магутнага фактара — выгіну канструкцыі.

Сярэдні модуль дэфармацыі бетону сціснутай зоны пры эксплуатацыйнай нагрузцы роўны $2{,}46\cdot 10^5$ кгс/см². Тады на аснове залежнасці (4.5) вызначым максімальную сілу, якую можа вытрымаць сціснутая зона бэлькі:

$$Q_{\text{с.з}} = \frac{3200}{\dfrac{4\cdot 2{,}46}{2{,}93}\left(1-\dfrac{2{,}46}{2{,}93}\right)} = 5940 \text{ кгс.}$$

Па (4.9) знойдзем вуглавую дэфармацыю ў расцягнутай зоне пры разбурэнні сціснутай зоны:

$$\gamma_0 = \frac{0{,}5\cdot 1{,}465\cdot 10^5\,(1{,}51\cdot 10^{-4})^2}{22{,}12-16{,}47} = 2{,}95\cdot 10^{-4},$$

дзе 16,47 — сярэдняе арыфметычнае напружанняў τ_Q па ўсіх дзевяці пляцоўках, кгс/см².

Па (5.68) вызначым параметр n^Q пры разбурэнні:

$$n^Q = \frac{4{,}36+2\cdot 4{,}13}{22{,}7+4{,}36+2\cdot 4{,}13} = 0{,}36.$$

Тады папярочная сіла, якую ўспрымае расцягнутая зона:

$$Q_{\text{р.з}} = 2{,}95\cdot 10^{-4}\cdot 1{,}465\cdot 10^5\cdot 15{,}5\,(29{,}5-12{,}5)\,0{,}36 = 4100 \text{ кгс.}$$

Агульнае разбуральнае намаганне складае 5940+4100= =10040 кгс, што на 5% менш, чым эксперыментальнае разбуральнае намаганне, роўнае 10500 кгс.

Разглядаючы намаганні M і T як вытворныя ад Q (дакладней, ад P), лёгка ўстанавіць здольнасць супраціўлення бэлькі ў функцыі гэтых намаганняў. Дакладнасць супадзення з эксперыментам застанецца, натуральна, ранейшай.

Правяраем напружанні ў хамутах, для чаго папярэдне знойдзем па (5.66) велічыню Δ, затым па (5.67) велічыню ε_a. Першая

роўная $1{,}68\cdot10^{-3}$ см, другая — $-5{,}9\cdot10^{-4}$. Апошняй велічыні адпавядаюць напружанні —1180 кгс/см².

Правяраем напружанні ў расцягнутай арматуры A_s. Для таго каб знайсці дэфармацыі ў арматуры, лагічна дапусціць меркаванне, што падоўжная дэфармацыя крайняй фібры сціснутай зоны ў момант страты здольнасці супраціўлення павялічваецца ў столькі ж разоў, у колькі павялічваецца пры разбурэнні перакосная дэфармацыя, г. зн. маюць месца суадносіны

$$\gamma_0/\gamma_Q = \varepsilon_0/\varepsilon_в. \qquad (5.80)$$

Тады лінейная дэфармацыя пры максімальнай нагрузцы ў бэльцы

$$\varepsilon_0 = \frac{5{,}76\cdot2{,}95}{1{,}51} = 11{,}2\cdot10^{-4}.$$

З геаметрычных суадносін маем

$$\varepsilon_0/c = -\varepsilon_s/(h_0 - c),$$

адкуль, падставіўшы $c=12{,}5$ см, $h_0=26{,}5$ см, знойдзем $\varepsilon_s = -12{,}6\cdot10^{-4}$. Гэтай дэфармацыі адпавядае напружанне —2520 кгс/см². Паколькі $2520 < \sigma_ц = 3900$, карэкціраваць вышыню сціснутай зоны і паўтараць разлік не патрабуецца. У выпадку пераходу падоўжнай ці папярочнай арматуры ў цякучасць, разлік неабходна рабіць па прыкладах 6, 8, 10 і 30.

5.9. РАЗЛІК КАРОТКІХ КАНСОЛЕЙ

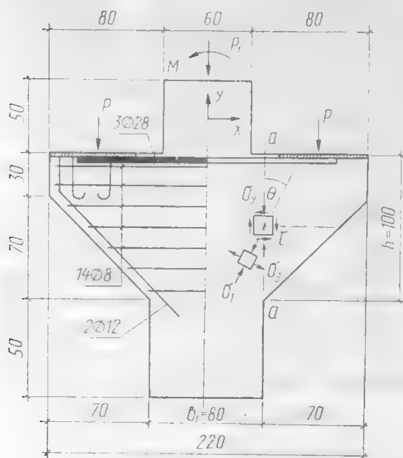
Кароткія кансолі вельмі распаўсюджаны ў будаўніцтве. Напрыклад, на кансолі жалезабетонных калон апіраюцца рознага роду фермы, прагоны, рыгелі, бэлькі маставых кранаў і да т. п. Напружаны стан нагружанай кансолі складаны і неаднародны і таму з цяжкасцю паддаецца вызначэнню метадамі супраціўлення матэрыялаў. Аднак ён, таксама як і здольнасць супраціўлення, можа быць вызначаны прыбліжана па прапанаванай методыцы. Асаблівасць разліку гэтых элементаў заснавана на наступных перадумовах.

З-за малога выгінальнага моманту і вялікіх напружанняў папярочнага (вертыкальнага) абціскання выгінальны момант ўспрымае частка бетону у верхняй частцы кансолі. Адсутнасць моцна выражаных вертыкальных трэшчын, што пачынаюцца каля верхняга канта кансолі і распаўсюджваюцца глыбока ў целе кансолі, пацвярджае такое меркаванне. Гэта дазваляе прыняць гіпотэзу пра тое, што нейтральная вось (на якой $\varepsilon_x=0$) размешчана недзе пасярэдзіне вышыні кансолі. Прымем у якасці разліковага «пункт», што ляжыць на перасячэнні лініі $a-a$ і лініі, якая праходзіць на ўзроўні сярэдзіны вышыні кансолі. Тады залежнасць (3.50) можа быць перапісана:

$$\varepsilon_y = P/(A_п E_в).$$

Неабходна нагадаць, што паколькі разліковы «пункт» знаходзіцца на некаторай адлегласці ад вертыкалі, што праходзіць праз край загрузачнай пляцоўкі (і, значыць, напружанні σ_y да разліковага «пункта» разгрупоўваюцца), велічыню $A_п$ у разліках трэба прымаць не меншай, чым велічыня ab (дзе a — адлегласць ад лініі a — a да знешняй грані кансолі на ўзроўні палавіны вышыні кансолі, а b — шырыня кансолі).

Прымем дапушчэнне, што ўнутраныя перарэзвальныя намаганні размяркоўваюцца ў сячэнні a—a раўнамерна. Улічваючы, што гэтае сячэнне ёсць мяжа кансолі і асноўнага масіву калоны, беручы пад увагу форму кансолі (мае, як правіла, тупы вугал) і адносна вялікія велічыні адносін b/h (для якіх формула Жураўскага перастае быць правільнай), такое «размазванне» перакосных намаганняў уяўляецца найбольш натуральным. Тады



Рыс. 61. Да разліку кароткіх кансолей

$$\gamma = P/(hbG_в), \tag{5.81}$$

дзе $G_в = 0{,}5E_в$.

У момант разбурэння кансолі на ўспрыманне папярочнай нагрузкі пачынае эфектыўна працаваць арматура. Яе работу па ўмоўнай сіле, што выклікае выгін арматуры паблізу трэшчыны так, як паказана на рыс. 19, *а*, можна ацаніць па вядомай залежнасці супраціўлення матэрыялаў

$$P_a = 24\frac{E_s \Sigma I \delta}{l_a^3}, \tag{5.82}$$

дзе ΣI — сумарны момант інерцыі ўсіх арматурных стрыжняў, што перасякаюць лінію a—a; δ — вертыкальнае перамяшчэнне (апусканне) канцоў выгнутых участкаў стрыжняў ($\delta = l_a\gamma$).

Велічыню ўчастка l_a знойдзем па залежнасці (3.19), вылічыўшы папярэдне сярэднеўзважаны момант інерцыі ўсіх стрыжняў па залежнасці

$$I_{ср} = \frac{\Sigma I_i A_{si} n_i}{\Sigma A_{si} n_i}, \tag{5.83}$$

дзе n_i — колькасць стрыжняў аднаго дыяметра.

Разбуральную нагрузку на кансоль мэтазгодна шукаць шляхам назначэння нагрузак (ці дэфармацый), што паступова ўзрастаюць, і выяўлення максімальнага намагання, якое і будзе разбуральным.

Прыклад 33. Кансоль 2К-1н [29] зроблена з цяжкага бетону трываласцю $R_c=223$ кгс/см². Шырыня кансолі 40 см. Астатнія размеры і арміраванне паказаны на рыс. 61.

Вызначыць разбуральную нагрузку кансолі. Па формуле Роша знойдзем $E_{в.о}=3{,}3\cdot10^5$ кгс/см². Прыняўшы $R_р=0{,}1\,R_c$, вызначым $8R_п=232$ кгс/см², $\beta=0{,}26$, $4\varphi=6{,}92$.

Назначым першую нагрузку роўнай 100 тс. Па (5.81) знойдзем $\gamma=1{,}51\cdot10^{-4}$; па (5.80) — $\varepsilon_y=1{,}26\cdot10^{-4}$; па (3.5) — ε_1; па (3,6) — ε_3; па (5.53) — σ_3; па (2.26) — σ_1; па (3.1) — θ; па (5.62) — σ_y (напрамак восей гл. на рыс. 61); па (5.63) — τ. Даныя прыведзены ніжэй (велічыні 10^{-4} пры дэфармацыях тут і далей апушчаны):

ε_1	ε_3	σ_3	σ_1	$\operatorname{tg}\theta$	$\operatorname{tg}^2\theta$	σ_y	τ
1,61	—0,35	—10	48,6	0,468	0,219	38,1	22,5

Унутраная папярочная сіла $Q=\tau bh=22{,}5\cdot40\cdot100=90000$ кгс. Несупадзенне зададзенай і атрыманай сіл тлумачыцца пластычнымі дэфармацыямі бетону (больш нізкімі велічынямі модуляў $E_в$ і $G_в$) і ў дадзеным выпадку неістотнае.

Пакідаючы адносіны γ/ε_y пастаяннымі, назначым новыя дэфармацыі: $\gamma=2{,}26\cdot10^{-4}$, $\varepsilon_y=1{,}89\cdot10^{-4}$. Робім разлікі, аналагічныя з папярэднім:

ε_1	ε_3	σ_3	σ_1	σ_y	τ
2,28	—0,53	—14,85	63,9	49,75	40,23

Велічыні $\operatorname{tg}\theta$ і $\operatorname{tg}^2\theta$ прапушчаны, паколькі яны засталіся такімі ж, як і пры першых дэфармацыях. Пры гэтым папярочная сіла складае 120931 кгс.

Назначым $\gamma=3{,}4\cdot10^{-4}$, $\varepsilon_y=2{,}84\cdot10^{-4}$ і зробім разлік:

ε_1	ε_3	σ_3	σ_1	σ_y	τ
3,63	—0,79	—18,38	84,27	65,82	39,41

Пры гэтых даных $Q=157638$ кгс.

Назначым $\gamma=5{,}1\cdot10^{-4}$, $\varepsilon_y=4{,}26\cdot10^{-4}$. Тады

ε_1	ε_3	σ_3	σ_1	σ_y	τ
5,45	—1,19	—19,92	90,5	70,72	42,4

Пры гэтым $Q=169647$ кгс.

Назначым $\gamma = 7{,}0 \cdot 10^{-4}$, $\varepsilon_y = 5{,}47 \cdot 10^{-4}$. Тады

ε_1	ε_3	σ_3	σ_1	σ_y	τ
7,17	—1,7	—19,8	83,4	64,85	39,62

Велічыня $Q = 158482$ кгс.

Здольнасць супраціўлення бетону кансолі выяўлена: яна роўная 169647 кгс.

Знойдзем частку нагрузкі, якую ўспрымае арматура.

Па (5.83) вызначым $I_{\text{ср}}$, папярэдне знайшоўшы момант інерцыі кожнага асобнага стрыжня канкрэтнага дыяметра ($I_{28} = 3{,}0$ см^4, $I_8 = 0{,}02$ см^4, $I_{12} = 0{,}1$ см^4):

$$I_{\text{ср}} = \frac{3 \cdot 6{,}16 \cdot 3 + 0{,}02 \cdot 0{,}5 \cdot 14 + 0{,}1 \cdot 1{,}13 \cdot 2}{6{,}16 \cdot 3 + 0{,}5 \cdot 14 + 1{,}13 \cdot 2} = 2{,}0 \text{ см}^4.$$

З улікам $I_{\text{ср}}$ па (3.19) вызначым $l_a = 11{,}2$ см. Сумарны момант інерцыі ўсіх стрыжняў кансолі

$$\Sigma I = 3 \cdot 3 + 14 \cdot 0{,}02 + 2 \cdot 0{,}1 = 9{,}48 \text{ см}^4.$$

Канчаткова па (5.82) знойдзем папярочную сілу, якую ўспрымае арматура ў момант разбурэння кансолі. Яна роўная 1850 кгс, што складае каля 1% сілы, якую ўспрымае бетон. Мізэрнасць работы арматуры (за выключэннем арматуры тыпу 3∅28, якая яшчэ дадаткова працуе на расцяжэнне) пацвярджаюць эксперыменты. Так, пры зніжэнні яе расходу на 48% адчувальнага змяншэння здольнасці супраціўлення выяўлена не было [29]. Агульнае разбуральнае намаганне складзе 169647+1850=171497 кгс, што менш за эксперыментальнае на 20%. Гэтую недаацэнку можна растлумачыць няўлікам той акалічнасці, што на бетон кансолі аказала ўмацавальны ўплыў суседства з вялікай стальной закладнай дэталлю і з бетонам масіву калоны. У такіх умовах больш дакладным было б прымаць у разлік не прызменную, а кубікавую трываласць бетону, што адразу павялічыла б разліковую разбуральную нагрузку да яе эксперыментальнага значэння.

У тым выпадку калі ад вышэйразмешчаных нагрузак аказваецца загружаным сам ствол калоны, неабходна адкарэкціраваць дэфармацыю ε_y. Ад дзеяння цэнтральнай сілы сціскання дабаўка да дэфармацыі ε_y роўная

$$\varepsilon_y' = \alpha P_1/(b b_1 E_{\text{в}}), \tag{5.84}$$

ад дзеяння выгінальнага моманту

$$\varepsilon_y' = \alpha M/(W E_{\text{в}}), \tag{5.85}$$

дзе α для двухбаковых кансолей роўнае 0,5, для аднабаковых — 0,75.

РАЗДЗЕЛ 6

ПРАЕКТАВАННЕ КАНСТРУКЦЫЙ

Акрамя таго, новая тэорыя звычайна горш адпавядае фактам, чым яе папярэдніца: за доўгі час існавання пануючая тэорыя змагла дастаткова добра «прыстасавацца» да вялізнай колькасці фактаў і, каб дагнаць яе ў гэтых адносінах, яе маладой саперніцы патрэбны час.

Т. КУН

Адукацыя прыстасоўваецца да пануючай традыцыі і кожнаму індывіду навязвае яе жорсткія стандарты, яе логіку і яе факты. Усё, што можа прывесці да размывання ўстаноўленых граніц, усё, што выходзіць за межы пануючых у навуцы схем, падаўляецца і выкараняецца. Аўтарытэт буйных вучоных прыгнятае іх паслядоўнікаў з той жа сляпой і бязлітаснай сілай, як і аўтарытэт стваральнікаў і жрацоў міфа веруючых. Абсалютнае панаванне традыцыйнай парадыгмы над душой і целам вучоных рабоў — вось праўда пра навуку.

П. ФЕЙЕРАБЭНД

6.1. АСНОЎНЫЯ ПРЫНЦЫПЫ ПРАЕКТАВАННЯ

Як адзначалася раней, распрацаваная методыка разліку ў адрозненне ад традыцыйнай не прадпісвае жорстка, якія сячэнні і матэрыялы трэба выкарыстоўваць праекціроўшчыку. Яна дае дакладны адказ на пытанне, якія напружанні ўзнікаюць у бетоне і арматуры пры той ці іншай нагрузцы і якая здольнасць супрацiўлення канструкцыі. Выбар канкрэтных матэрыялаў і сячэнняў павінен зрабіць сам праекціроўшчык. Пры праектаванні трэба шырока выкарыстоўваць вопыт, назапашаны ў Саюзе і выкладзены ў нарматыўных дакументах, ў прыватнасці ў БНіП 2.03.01-84. Гэта тым больш неабходна таму, што, нягледзячы на шырокую эксперыментальную праверку прапанаванай тэорыі, практыка праектавання, заснаваная на ёй, фактычна адсутнічае. У сувязі з гэтым у перыяд пераходу ад праектавання на аснове старога пластычнага падыходу да праектавання на аснове падыходу, які базіруецца на супраціўленні матэрыялаў, запазычанні непазбежныя. Асноўныя прынцыпы праектавання па новай тэорыі выкладзены ў нарматыўнай форме.

6.1.1. Галоўнымі разліковымі стадыямі канструкцыі з'яўляюцца эксплуатацыйная і разбуральная. Пры эксплуатацыйнай стадыі (нагрузцы) вызначаюць напружана-дэфармаваны стан у найбольш напружаным сячэнні.

6.1.2. Назначэнне эксплуатацыйнай разліковай нагрузкі трэба праводзіць у адпаведнасці з палажэннямі БНіП 2.01.07-85 «Нагрузкі і ўздзеянні», г. зн. з улікам нарматыўных нагрузак, каэфіцыентаў надзейнасці па нагрузцы (пры $\gamma_f > 1,0$) і каэфіцыентаў спалучэння нагрузак.

6.1.3. Пасля назначэння эксплуатацыйнай нагрузкі неабходна знайсці агульны (праектны) запас супраціўлення — ПЗС, які залежыць ад таго, наколькі адказнае збудаванне, ад умоў работы бетону, агульных механічных уласцівасцей бетону як канструкцыйнага матэрыялу. Уласцівасці ж яго такія, што пры напружаннях 60—70% ад разбуральных ён выяўляе істотную паўзучасць і пранізваецца мікратрэшчынамі, г. зн. рэзка пагаршае свае ўласцівасці. Таму неабходна назначыць некаторы нарматыўны каэфіцыент бяспекі на бетоне. У падыходзе БНіП, як вядома, для ўсіх бетонаў, акрамя ячэістых, ёсць два такія каэфіцыенты: адзін на выпадак сціскання, роўны 1,3; другі на выпадак расцяжэння, роўны 1,5. Але напружаны стан бетону канструкцыі рэдка можна разглядаць як чыстыя сціск ці расцяжэнне. Часцей за ўсё гэта плоскі ці трохвосевасціснуты напружаны стан, таму лагічна на першых этапах асваення новай методыкі прыняць для цяжкага, напружанага, дробназярністага, лёгкага і парыстага бетонаў адзіны, агульны каэфіцыент, роўны 1,5. Для ячэістага бетону, згодна з БНіП, можна пакінуць каэфіцыент, роўны 2,3.

Умовы работы бетону можна ўлічыць з дапамогай каэфіцыентаў γ_{Bi} па БНіП 2.03.01-84 (табл. 15), а таксама дапаможных табл. 16 (уплыў нагрузкі, якая паўтараецца шмат разоў) і табл. 17 (уплыў замарожвання і адтайвання), пры гэтым п. 4 (уплыў двухвосевага напружанага стану сціск — расцяжэнне на трываласць бетону) павінен быць выключаным, паколькі дадзены фактар улічваецца непасрэдна разлікам.

Адказнасць збудавання трэба ўлічваць з дапамогай каэфіцыентаў надзейнасці па назначэнні $k_н$, якія прымаюцца згодна з «Правіламі ўліку ступені адказнасці будынкаў і збудаванняў пры праектаванні канструкцый», зацверджанымі Дзяржбудам Рэспублікі Беларусь.

У канчатковым выніку праектны запас супраціўлення (ПЗС) выражаецца наступным чынам:

$$\text{ПЗС} = \gamma_в \frac{k_н}{\gamma_{Bi}}. \qquad (6.1)$$

Як бачым, пры назначэнні ПЗС арматура ў разлік не прымалася. Гэта тлумачыцца тым, што ў правільна запраектаванай канструкцыі арматура, як правіла, страчвае здольнасць супраціўлення пазней, чым бетон. Калі ж па нявопытнасці яе ўстаноўлена недастаткова, то гэта выявіцца пры вызначэнні разбуральнай нагрузкі: нізкія напружанні ў бетоне пры разбурэнні канст-

рукцыі пацвердзяць гэта. Улік умоў работы арматуры робіцца ў п. 6.1.6.

6.1.4. Пры праектаванні, г. зн. вызначэнні напружанняў у бетоне і арматуры ва ўмовах эксплуатацыі, а таксама пры вызначэнні разбуральных нагрузак неабходна ўлічваць паўзучасць бетону, паколькі яна павялічвае дэфарматыўнасць канструкцый і пераразмяркоўвае намаганні ў сячэнні. Для гэтага неабходна падстаўляць у разлікі модуль пругкасці бетону, падзелены на каэфіцыент $\varphi_{в2}$ па БНіП 2.03.01-84 (табл. 34).

6.1.5. Пры праектаванні неабходна выкарыстоўваць нарматыўныя характарыстыкі бетону і сталі па БНіП 2.03.01-84, якія ўяўляюць сабой, як вядома, найменшыя кантралюемыя велічыні трываласцей з забяспечанасцю 0,95. Разліковыя супраціўленні матэрыялаў па БНіП не выкарыстоўваюцца, паколькі ў гэтых паняццях у замаскіраваным выглядзе ўлічваюцца каэфіцыенты запасаў здольнасці супраціўлення канструкцый. З пункту гледжання навуковай метадалогіі з'яўляецца неабходным выразнае раздзяленне фізічных паняццяў (трываласць матэрыялу) і паняццяў, якія назначаюцца ў асноўным па дамоўленасці спецыялістаў (запасы здольнасці супраціўлення).

6.1.6. Умовы работы арматуры ў канструкцыі ўлічваюць шляхам множання характарыстык R_{sn} на каэфіцыенты ўмоў работы па БНіП 2.03.01-84 (табл. 24), пры гэтым п. 6 у табліцы ўлічваць не трэба, паколькі пластычныя ўчасткі дыяграм σ—ε арматуры ўлічваюцца непасрэдна ў разліках.

6.1.7. Па адносінах разлічанай разбуральнай нагрузкі, вызначанай з улікам п. 6.1.4 і 6.1.6, да разліковай эксплуатацыйнай нагрузкі, назначанай па п. 6.1.2, вызначаюць разліковы запас супраціўлення (РЗС).

6.1.8. У залежнасці ад суадносін разлічанага (РЗС) і праектнага (ПЗС) запаса супраціўлення робіцца заключэнне або аб правільнасці назначэння параметраў канструкцыі, або аб неабходнасці яе перапраектавання.

6.1.9. Разлік анкероўкі арматуры трэба рабіць з дапамогай БНіП 2.03.01-84.

6.1.10. Асноўныя параметры канструкцыі (размеры, трываласць бетону, від арміравання і г. д.) назначаюцца да разліку на аснове архітэктурных, тэхналагічных і да т. п. патрабаванняў з улікам практычнага вопыту і асноўных параметраў канструкцый-аналагаў. Калі гэтых ведаў недастаткова, можна выкарыстаць залежнасці і ўказанні, прыведзеныя ў параграфе 6.2.

6.2. НАЗНАЧЭННЕ БЕТОНУ І АРМІРАВАННЯ

6.2.1. Выбар сталі падоўжнай арматуры

Клас арматуры выбіраецца ў залежнасці ад дэфармацый бетону, пры якіх адбываецца разбурэнне канструкцыі. Чым меншыя гэтыя дэфармацыі, тым менш трывалай можа быць сталь арма-

Табліца 6.1

Характар работы арматуры	Тып напружанага стану			
	$\frac{T}{r}+Q>\frac{M}{2h}$, $\frac{T}{r}+Q>3N$	выгнутыя і сціснутыя элементы	папярэдне напружаныя без ускоснага арміравання	сціснутыя і выгнутыя з ускосным арміраваннем
Сціснутая	А-I, А-II	А-III, А-IIIв, А-IV, Вр-I	А-III, А-IIIв, А-IV, Вр-I	А-IIIв, А-IV, А-V
R_{sn}, кгс/см²	2000—3000	4000—6000	4000—6000	5000—8000
Менш сціснутая і расцягнутая арматура	$\frac{Nh}{6M}=0{,}4$—4, А-I, А-II	А-III, А-IIIв, А-IV, Вр-I	А-IV, А-V, А-VI, В-II, Вр-II, К-7, К-19	А-IIIв, А-IV, А-V, А-VI
R_{sn}, кгс/см²	2000—3000	4000—6000	6000—14000	5000—10000

туры. Гранічныя ж дэфармацыі бетону залежаць ад віду напружанага стану, які вызначаецца ў канчатковым выніку суадносінамі M, N, Q і T. Выбар можна зрабіць па табл. 6.1. У табліцы r вызначаецца па (3.31)—(3.33). Пры выбары сталі неабходна памятаць, што па даўжыні канструкцыі суадносіны M, N, Q і T могуць мяняцца і тады клас сталі вызначыцца ў асноўным па велічыні найбольшых M і N.

6.2.2. Назначэнне сячэнняў падоўжнай арматуры

Сячэнні арматуры могуць быць таксама назначаны ў залежнасці ад суадносін M, N, Q, T і некаторых традыцыйных суадносін бетону і сталі ў канструкцыях, знойдзеных эксперыментальна і вытлумачаных як рацыянальныя і эканамічныя.

Для прамавугольных і блізкіх да іх па форме сячэнняў, калі $6M \geqslant Nh$,

$$A_s = \frac{6M - Nh}{4{,}5R_{sn}h_0} \cdot \frac{1}{\gamma_{si}}, \qquad (6.2)$$

$$A_s' = (0{,}25 - 0{,}6)\, A_s; \qquad (6.3)$$

калі $6M < Nh$,

$$A_s + A_s' = \frac{0{,}3\,[N - (Q + T/r)]}{R_{sn}} \cdot \frac{1}{\gamma_{si}}. \qquad (6.4)$$

Для сячэнняў адвольнай формы, калі $MA_{в}y' \geqslant NI$,

$$A_s = \frac{MA_{в}y' - NI}{4{,}5R_{sn}h_0} \cdot \frac{1}{\gamma_{si}}, \qquad (6.5)$$

а A_s' вызначаецца па (6.3); калі $MA_в y' < NI$, то A_s і A_s' вызначаюцца па (6.4).

У вышэйпрыведзеных залежнасцях I — момант інерцыі сячэння ў плоскасці выгіну, у выпадку адсутнасці таблічных даных вызначаецца па залежнасці $I=\Sigma a_i^2 \Delta F_i$, дзе a_i — адлегласць ад цэнтраў палос, на якія разбіваецца сячэнне, да цэнтра цяжару ўсяго сячэння; ΔF_i — плошча сячэння паласы; y' — адлегласць ад цэнтра цяжару сячэння да найменш сціснутай ці расцягнутай арматуры; γ_{si} — каэфіцыенты ўмоў работы арматуры па БНіП 2.03.01-84 (табл. 24, за выключэннем п. 6,— работа высокатрывалай арматуры пры напружаннях вышэй умоўнай мяжы цякучасці, паколькі гэта работа ўлічваецца непасрэдна ў разліку).

Пры атрыманні па вышэйпрыведзеных залежнасцях нулявой плошчы сячэнняў арматуры прымаецца арміраванне з канструктыўных меркаванняў ці праводзіцца разлік на транспартныя і мантажныя намаганні. Неабходна мець на ўвазе ўмоўнасць прыведзеных залежнасцей, выкліканую тым, што, за выключэннем выпадкаў анкероўкі арматуры, чым больш арматуры ў жалезабетоннай канструкцыі, тым вышэйшая яе здольнасць супраціўлення.

6.2.3. Назначэнне папярочнага арміравання

Папярочнае арміраванне ў выглядзе асобна ўстаноўленых стрыжняў, якое не ўтварае замкнутага контура, мэтазгоднае толькі пры наяўнасці добра выражаных нахільных трэшчын у расцягнутай зоне. Гэта мае месца пры адначасовым дзеянні M і Q. Той факт, што папярочныя стрыжні ў выгінаемых элементах выконваюць яшчэ адну вельмі важную функцыю — анкероўку падоўжнай расцягнутай арматуры, пакуль што пакінем без увагі. У параграфе 3.3 адзначалася, што з пазіцый супраціўлення матэрыялаў папярочныя (як і падоўжныя) стрыжні ўдзельнічаюць ва ўспрыманні перарэзвальных намаганняў толькі ўскосна — яны ствараюць перашкоду разгрузцы бетону расцягнутай зоны паміж нахіленымі трэшчынамі ад перакосных напружанняў. Сячэнне папярочнай арматуры на тым боку сячэння, дзе напружанні ад Q і T маюць аднолькавыя знакі, можна груба прыняць па наступнай залежнасці:

$$A_{sw} = \frac{0{,}5\,(Q + T/r)}{nR_{sn}} \cdot \frac{s}{h} \cdot \frac{1}{\gamma_{si}}, \qquad (6.6)$$

дзе n — колькасць папярочных стрыжняў у сячэнні; h — вышыня сячэння; s — інтэрвал стрыжняў; r вызначаецца па (3.31)—(3.33); γ_{si} — каэфіцыенты ўмоў работы арматуры, якія прымаюцца па БНіП.

Пры адначасовым дзеянні Q і T на тым боку бэлькі, дзе напружанні ад T і Q часткова кампенсуюць адно другое, папярочнае арміраванне можа быць паменшана і назначана па залежнасці

$$A_{sw}^{\min} = \frac{Q - T/r}{Q + T/r} \cdot A_{sw}. \qquad (6.7)$$

6.2.4. Назначэнне папярочнага арміравання ў выглядзе сетак, спіралей і абойм

Назначэнне арміравання ва ўказаным выглядзе можна правесці па наступнай залежнасці:

$$\delta = \frac{(N - R_{\text{вп}} A_{\text{в}})\, r_1}{4 n_1 R_{sn} A_{\text{в}}}, \qquad (6.8)$$

дзе r_1 — дыяметр бетоннага ядра для спіралей і абойм і палавіна кароткай стараны сеткі; δ — таўшчыня абоймы і дыяметр спіралі, для сеткі δ — эфектыўны дыяметр стрыжняў сеткі, звязаны з сапраўдным дыяметрам залежнасцю, аналагічнай (5.28) (з заменай плошчаў сячэння на дыяметры); n_1 — каэфіцыент памяншэння эфектыўнасці ўскоснага арміравання, для абоймы $n_1 = 1$, для спіралей і сетак вызначаецца па (3.29) і (3.30).

6.2.5. Назначэнне класа бетону

Пры назначэнні трываласці трэба зыходзіць з мінімальна магчымай трываласці, абумоўленай зменлівасцю яго ўласцівасцей (роскідам адзінкавых паказанняў). У якасці такой трываласці трэба ўзяць нарматыўнае супраціўленне бетону $R_{\text{вп}}$, якое ўяўляе сабой, як вядома, характарыстыку з забяспечанасцю 95%. Трываласць бетону ў функцыі максімальных разбуральных намаганняў можна назначыць па наступнай залежнасці:

$$R_{\text{вп}} = m^{1/3}\, \frac{M - 0{,}8 m A_s' R_{sn}' h}{0{,}13 b h_0^2} + (1 - m)^2 \times$$

$$\times \left[\frac{N - (1 - m)(A_s R_{sn} + A_s' R_{sn}')}{A_{\text{в}}} - 4\, \frac{R_{sn} A_{sw}}{s r_1} \right] +$$

$$+ \frac{10\,(Q + T/r)^2}{A_{\text{в}}\,(M/h + 0{,}6N + Q + T/r)}, \qquad (6.9)$$

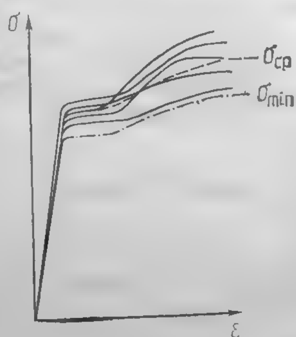
дзе $m = 6M/(6M + Nh)$; член з каэфіцыентам 4 улічвае павышэнне трываласці бетону пры наяўнасці ўскоснага арміравання і паходзіць з вядомай залежнасці $\sigma_1 = R_c + 4\sigma_0$ (σ_1 — восевае разбуральнае напружанне, σ_0 — бакавы ціск); s — інтэрвал спіралей ці

сетак, для абойм гэта паласа шырынёй 1 см; A'_{sw} — эфектыўная плошча сячэння спіралі, вызначаецца з дапамогай n_1 па (3.29), (3.30), для абойм $A_{sw}=A'_{sw}$; r_1 — радыус спіралі ці абоймы, для прамавугольных сетак r_1 роўны палавіне даўжыні кароткай стараны сеткі, для сетак $A'_{sw}=A^э_{sw}$ і вызначаецца па (5.28); r — плячо моманту супраціўлення кручэнню па (3.31)—(3.33); каэфіцыент 10 паходзіць з суадносін $R_{вп}=10R_{btn}$; заўважым, што пры $s>0{,}25r_1$ і малых N член з каэфіцыентам 4 можна не ўлічваць; астатнія каэфіцыенты падабраны па выніках выпрабавання канструкцый, што прыводзяцца ў літаратуры.

Нарматыўнае супраціўленне бетону расцяжэнню ў функцыі $R_{вп}$ трэба вызначыць па залежнасці, аналагічнай (2.27). Адмаўленне ад велічынь R_{btn} па БНіП тлумачыцца наступнымі меркаваннямі. Па-першае, значэнні як па БНіП, так і па (2.27) ніжэйшыя, чым тыя, што вынікаюць з тэорыі крохкага разбурэння Грыфітса. Згодна з гэтай тэорыяй, як вядома, $R_c/R_p=8$. Па-другое, велічыні трываласці на расцяжэнне, што атрымліваюцца ў эксперыментах па выгіне бетонных бэлечак, з'яўляюцца намнога большымі, чым па БНіП і па (2.27), прычым разыходжанне гэтае вельмі цяжка растлумачыць толькі градыентам дэфармацый пры выгіне. І па-трэцяе, бетон, працуючы побач з арматурай (а менавіта гэта мае месца ў канструкцыях), значна губляе сваю крохкасць, і таму трываласць перастае рэгламентавацца трываласцю яго найслабейшага аб'ёму, што садзейнічае павышэнню R_p у канструкцыях у параўнанні з R_p, атрыманай эксперыментальна, прычым у эксперыментах вельмі часта з недасканалай методыкай выпрабавання.

6.3. ПАБУДОВА ДЫЯГРАМ НАПРУЖАННЕ—ДЭФАРМАЦЫЯ ДЛЯ СТАЛЕЙ

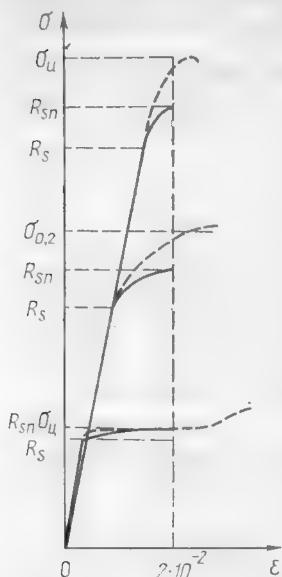
Большасць сталей перад разрывам праяўляюць у той ці іншай меры пластычнасць, таму перад разбурэннем канструкцыі яна можа паўплываць на пераразмеркаванне намаганняў паміж бетонам і сталямі і знізіць здольнасць супраціўлення канструкцыі. Пры выяўленні разбуральных намаганняў канструкцыі гэты факт неабходна ўлічваць, для чаго патрэбна ведаць дыяграму σ—ε



Рыс. 62. Пабудова разліковай дыяграмы σ—ε сталі па эксперыментальных даных

сталі. Найбольш праўдзівыя даныя аб дыяграме сталі можна атрымаць шляхам выпрабавання ўзораў канкрэтнай партыі сталі. Атрымаўшы ў такіх выпрабаваннях набор дыяграм-блізнят, выбіраем вузлавыя пункты дыяграмы і па залежнасці $\sigma_{cp}=\Sigma\sigma_i/n$ строім сярэднестатычную дыяграму (рыс. 62). Затым па (д. 1) знаходзім стандарт адзінкавых даных у кожным вузле і пасля гэтага па залежнасці $\sigma_{min}=\sigma_{cp}-2S$ строім дыяграму $\sigma_{min}-\varepsilon$, якую можна выкарыстаць пры праектаванні. Забяспечанасць гэтай дыяграмы роўная 95%, г. зн. у 19 выпадках з 20 сталь, выкарыстаная ў канструкцыях, будзе мець больш высокую трываласць, чым закладзеная ў разліку.

Але часта праекціроўшчык не мае пад рукой дыяграм сталей. У гэтым выпадку можна выкарыстаць даныя аб R_s і R_{sn}, што прыводзяцца ў БНіП. Пругкі ўчастак дыяграм можна атрымаць, падзяліўшы R_s на адпаведны модуль пругкасці, пругкапластычны ўчастак ад R_s да R_{sn} — выкарыстаўшы найпрасцейшую апраксімацыю ў выглядзе квадратнай парабалы і прыняўшы ўмоўна для ўсіх сталей дэфармацыю, якая адпавядае $R_{sn}=0{,}02$, што прыкладна (з дастатковай дакладнасцю для практыкі) адпавядае рэальнасці (гл. дыяграмы сталей на рыс. 63, 64).



Рыс. 63. Пабудова разліковай дыяграмы $\sigma-\varepsilon$ сталі па велічынях R_s і R_{sn}

Такім чынам дыяграма разбіваецца на два ўчасткі:

1) на ўчастку змянення дэфармацый ад 0 да R_s/E_s дэфармацыі пругкія і $\sigma_i=\varepsilon_i E_s$;

2) на участку дэфармацый ад R_s/E_s да 0,02 дэфармацыі пругкапластычныя і $\sigma_i=f(\varepsilon_i)$.

Выведзем для другога ўчастка залежнасць $E_i=f(\varepsilon_i)$ (рыс. 64). Па азначэнні

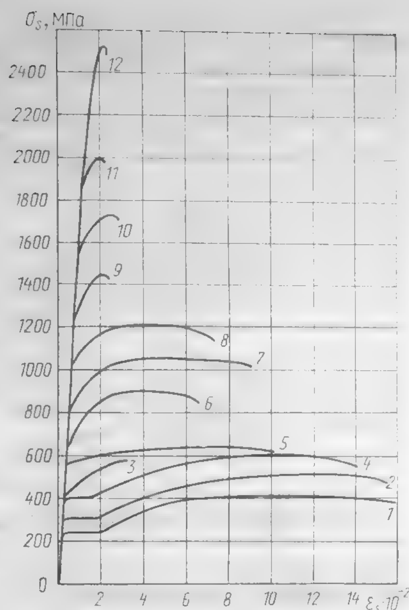
$$E_i=\sigma_i/\varepsilon_i. \qquad (6.10)$$

З рыс. 65 вынікае

$$E_x=\frac{\sigma_i-R_s}{\varepsilon_i-R_s/E_s}, \qquad (6.11)$$

адкуль

$$\sigma_i=E_x(\varepsilon_i-R_s/E_s)+R_s. \qquad (6.12)$$

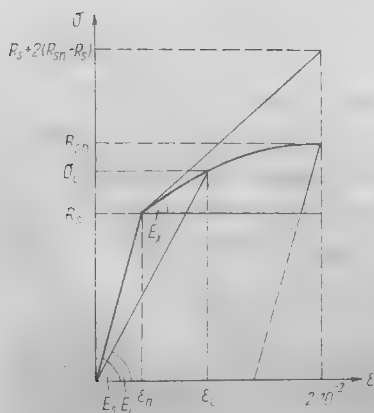


Рыс. 64. Дыяграмы σ—ε арматурных сталей: *1* — гарачакатаных класа А-І; *2* — гарачакатанай перыядычнага профілю класа А-ІІ; *3* — дроту арматурнага звычайнага рыфленага класа Вр-І; *4* — гарачакатанай перыядычнага профілю класа А-ІІІ; *5* — умацаванай выцяжкай перыядычнага профілю класа Ат-ІІІС; *6* — гарачакатанай перыядычнага профілю класа А-IV; *7* — тэрмічна ўмацаванай перыядычнага профілю класа Ат-V; *8* — тое самае класа Ат-VI; *9* — высокатрывалага арматурнага дроту перыядычнага профілю класа Вр-ІІ дыяметрам 8 мм; *10* — тое самае гладкага класа В-ІІ дыяметрам 7 мм; *11* — тое самае дыяметрам 4 мм; *12* — тое самае дыяметрам 2 мм

З (6.10) і (6.12)

$$E_i = \frac{E_x}{\varepsilon_i}\left(\varepsilon_i - \frac{R_s}{E_s}\right) + \frac{R_s}{\varepsilon_i}. \qquad (6.13)$$

З рыс. 65 і з улікам уласцівасцей квадратнай парабалы



Рыс. 65. Да вываду залежнасці (6.16)

$$E_s' = \frac{2(R_{sn} - R_s)}{2\cdot 10^{-2} + (R_{sn} - R_s)/E_s} \qquad (6.14)$$

і

$$E_x = E_s' \left[1 - \frac{\varepsilon_i - R_s/E_s}{2(2\cdot 10^{-2} - R_s/E_s)} \right]. \qquad (6.15)$$

Рашаючы (6.13) — (6.15), знойдзем

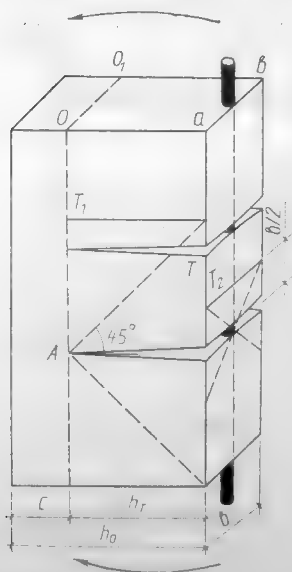
$$E_i = \frac{1}{\varepsilon_i} \left[\frac{(R_{sn} - R_s)(4\cdot 10^{-2}E_s - \varepsilon_i E_s - R_s)(\varepsilon_i E_s - R_s)}{(2\cdot 10^{-2}E_s - R_s)(2\cdot 10^{-2}E_s + R_{sn} - R_s)} + R_s \right]. \qquad (6.16)$$

Для мяккіх сталей тыпу A-I, A-II, A-III і Bp-I цалкам дапушчальна на пругкапластычным участку дыяграм замест (6.16) карыстацца залежнасцю

$$E_i = R_s/\varepsilon_i. \qquad (6.17)$$

6.4. ТРЭШЧЫНАСТОЙКАСЦЬ КАНСТРУКЦЫЙ

Як адзначалася ў параграфе 3.3, першая ўзнікшая трэшчына разгружае бетон ад напружанняў, што дзейнічаюць нармальна да берагоў трэшчыны, пры гэтым вобласць разгрузкі ў першым прыбліжэнні можна абмежаваць лініямі, што зыходзяць з вяршыні трэшчыны пад вуглом 45°. Разгледзім, як гэта можа адбывацца ў рэальным трохвымерным целе. Перш за ўсё заўважым, што пры адсутнасці сціснутых зон і арматуры трэшчына з прычыны малой пластычнасці бетону імгненна перасячэ ўсё цела і гэтым разгрузіць яго ад усякіх напружанняў. Адлегласць паміж трэшчынамі ў гэтым выпадку матэматычна можна прыняць роўнай бесканечнасці. Пры наяўнасці ж абсалютна надзейнага счаплення бетону з больш жорсткім і трывалым матэрыялам, напрыклад металам, утварэнне макратрэшчын паблізу плоскасці іх судакранання немагчыма.



Рыс. 66. Адлегласць паміж трэшчынамі ў бэльцы. Да вываду залежнасці (6.19)

Нагадаем, што ў вядомых эксперыментах [30] па выгінанні бэлек у выглядзе звараных адзін з адным двух швелераў, паміж якімі зацвярдзеў бетон, былі выяўлены дэфармацыі бетону, што пераўзыходзілі дэфармацыі, якія адпавядалі напружанням $R_р$, у некалькі разоў. Пры гэтым бачных трэшчын, якія толькі і выклікаюць цікавасць, паколькі з'яўляюцца небяспечнымі для арматуры, зафіксавана не было. Калі б усю расцягнутую зону бэлькі на рыс. 66 з усіх бакоў (o, a, b, o_1) надзейна злучыць з металам, то па меры загружэння ў бетоне адбывалася б мікратрэшчынаўтварэнне, разрыхленне, але бачных трэшчын не ўтваралася б. Адлегласць паміж трэшчынамі ў гэтым выпадку можна прыняць роўнай нулю. Асобна размешчаныя арматурныя стрыжні ў бетоне толькі часткова закрываюць яго і ствараюць перашкоду ўзнікненню трэшчын. Такім чынам, пры наяўнасці першай трэшчыны A суседняя трэшчына T_1 з франтальнага боку магла б утварыцца на адлегласці $h_0—c$, а на бакавой паверхні суседняя трэшчына T_2 магла б узнікнуць на адлегласці $b/2n$, дзе n — колькасць раўнамерна размешчаных стрыжняў. Але трэшчына T_1 павінна выйсці на бакавую паверхню, а трэшчына T_2 — на франтальную, інакш замест T_1 і T_2 павінна ўзнікнуць нейкая адна трэшчына T на нейкай адлегласці ад наяўнай трэшчыны A, сярэдняй паміж $h_0—c$ і $b/2n$. У самай простай форме гэту адлегласць можна выразіць залежнасцю

$$l_т \approx \sqrt{\frac{h_т b}{2n}}, \tag{6.18}$$

у выпадку поўнага расцягнутага сячэння $h_т = h$.

У суадносінах (6.18) прадугледжвалася, што ў сектарах, акрэсленых вуглом 45°, адбываецца поўная разгрузка бетону. На самай справе счапленне з арматурай ставарае перашкоду для поўнай разгрузкі. Велічыня гэтай разгрузкі залежыць ад шматлікіх фактараў, якія цяжка ўлічыць. Можна меркаваць, што поўная разгрузка ва ўказаных сектарах можа мець месца толькі пры штучным парушэнні счаплення. Адлегласць паміж трэшчынамі на аснове шматлікіх эксперыментаў, у ходзе якіх устанаўліваліся каэфіцыенты счаплення, можна выразіць так:

$$l_т = \frac{1}{\eta}\sqrt{\frac{(h-c)\,b}{2n}}, \tag{6.19}$$

дзе c — вышыня сціснутай зоны, пры чыстым выгіне $c=x$; n — колькасць стрыжняў у расцягнутай зоне, якія фарміруюць палосы разгрузкі; η гл. параграф 3.3, с. 47 (рыс. 67).

Велічыня раскрыцця трэшчыны

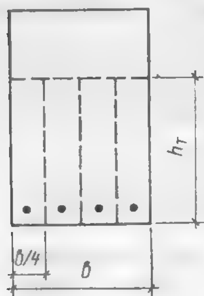
$$a_{crc} = l_{т} \varepsilon_s \varphi_l, \qquad (6.20)$$

дзе ε_s — дэфармацыя расцягнутай арматуры; φ_l — каэфіцыент спалучэння нагрузак і ўмоў эксплуатацыі, прымаецца па БНіП 2.03.01-84 (гл. (д. 11) дадатку).

Вынікі разліку па (6.20) мэтазгодна пракантраляваць разлікамі па іншых методыках, у прыватнасці па (д. 11) дадатку.

Ацэнку шырыні раскрыцця чыста нахіленых трэшчын, што ўтвараюцца ў бэльках вялікай вышыні, можна рабіць на аснове меркаванняў, прыведзеных у параграфе 3.3, і менавіта па залежнасці

$$a_{crc} = \sqrt{2} \varepsilon_p \frac{h}{2} \varphi_l, \qquad (6.21)$$



Рыс. 67. Эфект разгрупавання арматуры

дзе ε_p — гранічная дэфармацыя расцяжэння, роўная $R_p/E_{в.о}$; h — вышыня сячэння бэлькі, см; φ_l — тое, што і ў (6.20).

Ацэнку шырыні раскрыцця нахіленых трэшчын, што зліліся з нармальнымі, у бэльках сярэдняй вышыні да 0,5—0,7 м можна рабіць па залежнасці (6.20). Нагадаем, што наяўнасць такіх нахіленых трэшчын у бэльках пры эксплуатацыйнай нагрузцы сведчыць пра аварыйны стан бэлек і, такім чынам, разлік такіх трэшчын мае больш тэарэтычны, чым практычны, характар.

6.5. ДЭФАРМАТЫЎНАСЦЬ КАНСТРУКЦЫЙ

Разлік дэфарматыўнасці канструкцый па прапанаванай методыцы істотна палегчаны, паколькі, ведаючы дэфармацыі ў сячэнні, можна вызначыць крывізну элемента па формуле (д. 3). Нагадаем, што ў традыцыйнай пластычнай методыцы для разліку дэфарматыўнасці створана цэлая тэорыя з прыцягненнем усіх тых дэфармацыйных характарыстык бетону і сталі, якія пры разліку трываласці былі адкінуты як непатрэбныя.

У самых простых выпадках прагін можа быць вызначаны па формуле

$$f_{\text{м}} = s \frac{1}{\rho} l^2, \tag{6.23}$$

дзе s — каэфіцыент, які залежыць ад разліковай схемы элемента і віду нагрузкі і роўны:

для свабодна абапёртай бэлькі пры раўнамерна размеркаванай нагрузцы 5/48, пры сканцэнтраванай нагрузцы ў сярэдзіне пралёту 1/12, пры двух роўных момантах на канцах 1/8;

для кансольнай бэлькі пры раўнамерна размеркаванай нагрузцы 1/4, пры сканцэнтраванай нагрузцы на свабодным канцы 1/3, пры моманце на свабодным канцы 1/2.

Для многапралётных бэлек, больш складаных выпадкаў загрузкі і больш дакладнага разліку прагін можна падлічыць адным з вядомых метадаў.

Пасля вызначэння крывізны можна весці разлік, напрыклад, спосабам мінімальных жорсткасцей. Сутнасць яго заключаецца ў тым, што для элементаў пастаяннага сячэння, якія маюць трэшчыны, на кожным участку, у межах якога выгінальны момант не мяняе знака, крывізну дапускаецца вызначаць для найбольш напружанага сячэння, прымаючы яе для астатніх сячэнняў такога ўчастка зменнай прапарцыянальна значэнню выгінальнага моманту. Такі падыход пры разліку выгінаемых элементаў дае дастаткова дакладныя вынікі і рэкамендуецца БНіП 2.03.01-84. Магчыма прымяненне і іншых, больш складаных і дакладных спосабаў вызначэння дэфарматыўнасці канструкцый, якія ахарактарызаваны, напрыклад, у [31].

Вызначэнне прагінаў, абумоўленых папярочнай сілай (дэфармацыямі перакосу), у прапанаванай методыцы таксама істотна больш простае, чым у традыцыйнай. Гэты прагін можа быць вызначаны па залежнасці

$$f_Q = \gamma_x l n, \tag{6.22}$$

дзе γ_x — сярэдняя перакосная дэфармацыя ў сціснутай зоне сячэння, размешчанага на адлегласці l ад найбліжэйшай апоры; n — каэфіцыент, што ўлічвае абрысы эпюры Q, можа быць знойдзены па залежнасці $n=(Q_0+Q_x)/2Q_x$, дзе Q_x — папярочная сіла ў разліковым сячэнні, Q_0 — папярочная сіла на самай блізкай да сячэння апоры бэлькі.

6.5.1. Улічваючы, што зыходныя даныя (дэфармацыі ў сячэнні) для вызначэння прагінаў і трэшчынастойкасці атрымліваюць пры адзіным разліку пад нагрузку, адпаведную першай групе гранічных станаў ($\gamma_f>1$), а БНіП 2.03.01-84 рэгламентуюць прагіны і трэшчынастойкасць пры нарматыўных нагрузках ($\gamma_f=1$), разлічаныя даныя прагінаў і трэшчынастойкасці патрабуюць карэкціроўкі, якую праводзяць шляхам множання даных на велічыню N_2/N_1, дзе N_1 — нагрузка пры $\gamma_f>1$, N_2 — нагрузка пры $\gamma_f=1$.

6.5.2. Велічыні найбольшага прагіну канструкцыі і раскрыцця трэшчыны па (6.20), разлічаныя з улікам паўзучасці бетону і вышэйуказанай карэкціроўкі, не павінны перавышаць адпаведных велічынь, якія рэгламентуюцца БНіП 2.03.01-84.

6.6. ВЫПРАБАВАННЕ КАНСТРУКЦЫЙ

Распрацаваная методыка асноўнай робіць стадыю, на якой найбольш старанна вывучаецца канструкцыя,— стадыю эксплуатацыйнай, ці рабочай, нагрузкі. Гэта ўяўляецца найбольш натуральным і, значыць, правільным. Сама ж методыка і спосабы ацэнкі трываласці, жорсткасці і трэшчынастойкасці заснаваны на дзеючых стандартах (у прыватнасці, ГОСТ 8829—77).

Шырыня раскрыцця трэшчын і прагіны, замераныя пры нагрузках, што адпавядаюць другой групе гранічных станаў ($\gamma_f=1$), не павінны перавышаць велічынь па БНіП 2.03.01-84 і тых, якія ўказаны ў рабочых чарцяжах.

Фактычны эксперыментальны запас здольнасці супраціўлення павінен перавышаць праектны запас (ПЗС) не менш чым у 1,35 раза. Каэфіцыент 1,35 улічвае:

1) больш высокую сярэднюю трываласць матэрыялаў у канструкцыі, чым па характарыстыках R_{bn} і R_{sn};

2) варыяцыю трываласці бетону, абумоўленую недасканаласцю тэхналогіі вырабу канструкцый;

3) недасканаласць і якасць мантажных работ пры зборцы будынкаў.

Пры адпаведным абгрунтаванні велічыня гэтага каэфіцыента можа быць зніжана да 1,2. Астатнія мэты выпрабавання застаюцца традыцыйнымі:

1) устанавіць правільнасць выбару разліковага сячэння (канструкцыя можа разбурыцца не ў разліковым сячэнні пры меншай нагрузцы);

2) праверыць разлік (разліковую мадэль);

3) устанавіць напружанні ў бетоне і арматуры, змяніць некаторыя параметры канструкцыі, каб узмацніць яе, зрабіць усе ўчасткі роўнатрывалымі;

4) праверыць тыя ці іншыя гіпотэзы і прадпасылкі разліку.

Некалькі слоў аб ацэнцы надзейнасці. У традыцыйным пластычным падыходзе надзейнасць канструкцый забяспечваецца ў асноўным праз заніжаныя трываласці матэрыялаў — так званыя разліковыя супраціўленні. Разам з тым змешванне паняццяў трываласці і здольнасці супраціўлення з'яўляецца недапушчальным, паколькі гэтыя паняцці адносяцца да розных класаў аб'ектаў: трываласць — да матэрыялаў, здольнасць супраціўлення — да канструкцый. Гэта зацямняе сутнасць з'яў і робіць складаным асваенне навукі праектавання. У прапанаваным падыходзе надзейнасць кантралюецца з дапамогай наступных паняццяў:

фактычны запас супраціўлення (ФЗС) — адносіны эксперыментальнай разбуральнай нагрузкі да эксплуатацыйнай;

разліковы запас супраціўлення (РЗС) — адносіны разлічанай разбуральнай нагрузкі да эксплуатацыйнай;

праектны запас супраціўлення (ПЗС) назначаецца з дапамогай формулы (6.1), а таксама ўлічвае вопыт і інтуіцыю інжынера.

У ідэале гэтыя тры велічыні павінны супадаць, але ў рэальнасці яны адрозніваюцца. Розніца паміж ФЗС і РЗС абумоўлена тэхналагічнымі фактарамі; розніца паміж РЗС і ПЗС — стандартызаванасцю (ступенчатасцю) усіх выходных даных, што ўваходзяць у разлік, а таксама неабходнасцю скарачэння вылічальнага працэсу і эканоміі працы праекціроўшчыка.

ДАДАТАК

1. ДАПАМОЖНЫЯ ЗАЛЕЖНАСЦІ

1. Сярэдняе квадратычнае адхіленне (стандарт S) выпадковай велічыні σ_i ад яе сярэдняга значэння $\sigma_{\text{ср}}$

$$S=\sqrt{\frac{1}{n-1}\,(\sigma_{\text{ср}}-\sigma_i)^2}. \qquad \text{(д.1)}$$

2. Вуглавая дэфармацыя γ на ўзроўні j, паралельным восі z:

$$\gamma_j=\frac{S_{zj}A_{\text{в(с)}}}{b_{zj}I_{z(\text{с})}}=\frac{y_{0j}F_jA_{\text{в(с)}}}{b_{zj}\Sigma y_i^2\,A_{\text{в}i}}, \qquad \text{(д.2)}$$

дзе y_{0j} — адлегласць ад цэнтра цяжару сціснутай зоны да цэнтра цяжару плошчы F_j, што размешчана за ўзроўнем j; $A_{\text{в(с)}}$ — плошча сячэнняў усёй сціснутай зоны: $A_{\text{в(с)}}=\Sigma A_{\text{в}i}$; y_i — адлегласць ад цэнтра цяжару ўсёй сціснутай зоны да цэнтраў цяжару асобных палос, на якія разбіта сціснутая зона; $A_{\text{в}i}$ — плошча сячэння асобных палос, на якія разбіта сціснутая зона; b_{zj} — шырыня сячэння на ўзроўні j (рыс. 68).

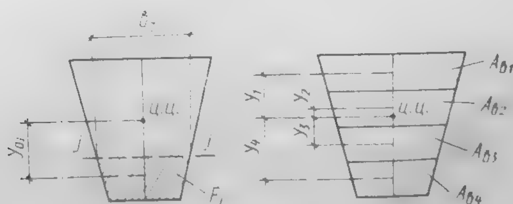
3. Крывізна элемента, перададзеная праз дэфармацыі сячэння:

$$\frac{1}{\rho}=\frac{\varepsilon_{\text{в}}-\varepsilon_{s}}{h_0}, \qquad \text{(д.3)}$$

дзе $\varepsilon_{\text{в}}$ — дэфармацыя найбольш сціснутай крайняй фібры бетону; ε_s — дэфармацыя расцягнутай ці менш сціснутай падоўжнай арматуры.

4. Формула Роша для выражэння модуля пругкасці цяжкага бетону $E_{\text{в.о}}$ праз яго кубікавую трываласць ($R_{\text{к}}$, кгс/см²):

$$E_{\text{в.о}}=\frac{550000}{1+187/R_{\text{к}}}. \qquad \text{(д.4)}$$



Рыс. 68. Да залежнасці (д. 2)

5. Формула Ферэ для сувязі трываласці цяжкага бетону на расцяжэнне $R_р$ з яго кубікавай трываласцю ($R_к$, кгс/см²):

$$R_р = 0{,}5R_к^{2/3}. \quad (д.5)$$

6. Залежнасць модуля пругкасці лёгкага бетону $E_{в\cdot о}$ ад яго аб'ёмнай масы і кубікавай трываласці ($E_{в\cdot о}$, тс/см²; γ, т/м³; $R_к$, кгс/см²):

$$E_{в.о} = 14{,}5\gamma \sqrt[3]{R_к}. \quad (д.6)$$

7. Нарастанне трываласці бетону па залежнасці Скрамтаева

$$R_z = 0{,}7R_к \lg z, \quad (д.7)$$

дзе $R_к$ — кубікавая трываласць бетону ва ўзросце 28 дзён; z — колькасць дзён.

8. Выяўленне трываласці на расцяжэнне ячэістага бетону $R_р$ праз яго кубікавую трываласць ($R_к$, кгс/см²):

$$R_р = \frac{45}{1 + 500/R_к} \quad (д.8)$$

9. Выяўленне модуля пругкасці ячэістага бетону $E_{в\cdot о}$ праз кубікавую трываласць ($R_к$, кгс/см²):

$$E_{в.о} = 500R_к. \quad (д.9)$$

10. Выяўленне трываласці ячэістага бетону на сціскание праз яго аб'ёмную масу (γ, т/м³):

$$R_c = 100\gamma^2. \quad (д.10)$$

11. Залежнасць БНіП 2.03.01-84 па вызначэнні шырыні раскрыцця трэшчын, нармальных да падоўжнай восі элемента, мм:

$$a_{crc} = \delta\varphi_l\eta \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20\,(3{,}5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (д.11)$$

дзе δ — каэфіцыент, які прымаецца роўным для элементаў выгінаемых і нецэнтральна сціснутых — 1, расцягнутых — 1,2; φ_l — каэфіцыент, які прымаецца пры ўліку кароткачасовых нагрузак і непрацяглага дзеяння пастаянных і працяглых нагрузак роўным 1; пры ўліку нагрузкі, што шмат разоў паўтараецца, а таксама працяглага дзеяння пастаянных і працяглых нагрузак для канструкцый з цяжкага бетону натуральнай вільготнасці, роўнай 1,6—15μ, у воданасычаным стане — 1,2, пры пераменным воданасычэнні і высушванні — 1,75; для дробназярністага бетону груп А, Б, В адпаведна 1,75; 2; 1,5; для лёгкага і порыстага — не менш за 1,5; ячэістага — 2,5 (значэнне φ_l для дробназярністага, лёгкага, порыстага і ячэістага бетонаў у воданасычаным стане памнажаюць на каэфіцыент 0,8, а пры папераменным воданасычэнне і высушванні — на каэфіцыент 1,2); η — каэфіцыент, які прымаецца роўным пры стрыжнявай арматуры перыядычнага профілю 1, пры стрыжнявай арматуры гладкай 1,3, пры драцяной перыядычнага профілю і канатах 1,2, пры гладкай арматуры 1,4; σ_s — напружанні ў стрыжнях крайняга рада арматуры; μ — каэфіцыент арміравания сячэння, які прымаецца роўным адносінам плошчы сячэння арматуры S да плошчы сячэння бетону (пры рабочай вышыні h_0 і без уліку сціснутых навісей полак), але не большым 0,02; d — дыяметр арматуры, мм.

2. ПРАГРАМЫ ДЛЯ РАЗЛІКАЎ НА МІКРАКАЛЬКУЛЯТАРАХ ТЫПУ МК-52, МК-61

Прыводзяцца праграмы для залежнасцей, якія выкарыстоўваюцца найбольш часта. У камандах з першай па С/П запісана праграма. У камандах з F і АВТ да В/О запісаны ўвод зыходных даных у памяць. Аперацыі ўводу і

выкліку з памяці зыходных даных, а таксама аперацыі, якія ўводзяцца клавішамі F і K, размяшчаюцца на адным узроўні. Такі запіс наглядна падкрэслівае непадзельнасць аперацый, запісаных на адным узроўні.

Залежнасць (3.42)

$$\varepsilon_{\text{в}i} = \frac{c - y_i}{c}\,\varepsilon_{\text{в}}$$

В/0	F
F	АВТ
ПРГ	c Х-П 1
П-Х 1	y_i Х-П 2
П-Х 2	$\varepsilon_{\text{в}}$ Х-П 3
—	В/0
П-Х 1	С/П
÷	
П-Х 3	
×	
С/П	

Залежнасць (3.5)

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{max} + \frac{1}{2}\gamma\,\mathrm{tg}\,\frac{1}{2}\,\mathrm{arctg}\,\frac{\gamma}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}$$

В/0	÷	F
F	F tg	АВТ
ПРГ	П-Х 3	ε_{max} Х-П 1
П-Х 1	×	ε_{min} Х-П 2
П-Х 2	2	γ Х-П 3
—	÷	В/0
П-Х 3	П-Х 1	С/П
÷	+	
F 1/x	С/П	
F tg⁻¹		
2		

Залежнасць (3.6)

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{max}\,\frac{\gamma}{2\,\mathrm{tg}\,\frac{1}{2}\,\mathrm{arctg}\,\frac{\gamma}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}}}.$$

Даныя ў памяці з папярэдняй залежнасці

В/0	Ftg⁻¹	÷
F	2	F 1/x
ПРГ	÷	/—/
П-Х 1	F tg	П-Х 1
П-Х 2	2	+
—	×	С/П
П-Х 3	П-Х 3	
÷		
F 1/x		

Залежнасць (2.26)

$$\sigma_1 = \frac{\varepsilon_1 E_{\text{в.о}}\,(8R_{\text{п}} + 4\varphi\sigma_3 - \varepsilon_1 E_{\text{в.о}}\beta)}{8R_{\text{п}} + 4\varphi\sigma_3}.$$

В/0	×	В↑	F
F	+	П-Х 4	АВТ
ПРГ	П-Х 3	П-Х 5	$E_{\text{в.о}}$Х-П 1
П-Х 1	+	×	βХ-П 2
П-Х 2	П-Х 0	П-Х 3	$8R_{\text{п}}$Х-П 3
П-Х 0	П-Х 1	+	4φХ-П 4
×	×	÷	σ_3Х-П 5
×	×	С/П	ε_1Х-П 0
/—/			В/0
П-Х 4			С/П
П-Х 5			

Квадратныя залежнасці:

$$4\varphi\sigma_3 + (8R_п - 4\varphi E_{в.о}\varepsilon_3)\,\sigma_3 + E^2_{в.о}\beta\varepsilon_1\varepsilon_3 - 8R_п E_{в.о}\varepsilon_3 = 0; \qquad (5.27)$$

$$(4\varphi E_{sw}A_{sw} + 4\varphi rbE_{в.о})\,\sigma_3^2 + (8R_п E_{sw}A_{sw} - 4\varphi q_0\varepsilon_1^2 E_{в.о}E_{sw}A_{sw} +$$
$$+ 8R_п rbE_{в.о} - rbE^2_{в.о}\beta\varepsilon_1)\ \sigma_3 - 8R_п q_0\varepsilon_1^2 E_{в.о}E_{sw}A_{sw} +$$
$$+ q_0\varepsilon_1^3 E^2_{в.о}\beta E_{sw}A_{sw} = 0. \qquad (5.53)$$

Для (5.27)

$$a = 4\varphi;$$
$$b = 8R_п - 4\varphi E_{в.о}\varepsilon_3;$$
$$c = E^2_{в.о}\beta\varepsilon_1\varepsilon_3 - 8R_п E_{в.о}\varepsilon_3.$$

Для (5.53)

$$a = 4\varphi E_{sw}A_{sw} + 4\varphi rbE_{в.о};$$
$$b = 8R_п E_{sw}A_{sw} - 4\varphi q_0\varepsilon_1^2 E_{в.о} \times$$
$$\times E_{sw}A_{sw} + 8R_п rbE_{в.о} - rbE^2_{в.о}\beta\varepsilon_1;$$
$$c = 8R_п q_0\varepsilon_1^2 E_{в.о}E_{sw}A_{sw} +$$
$$+ q_0\varepsilon_1^3 E^2_{в.о}\beta E_{sw}A_{sw}.$$

F			
ПРГ			
1	К ПП	П-Х c	F
9	7	×	АВТ
Х-П 7	←→	4	a Х-П a
К ПП	—	×	b Х-П b
7	П-Х a	П-Х b	c Х-П c
+	÷	Fx^2	В/0
П-Х a	2	←→	С/П
÷	÷	—	націснуць
2	Х-П 2	F$\sqrt{\ }$	П-Х 1
÷	С/П	П-Х b	
Х-П 1	П-Х a	/—/	
		В/0	

Па гэтай жа праграме рашаюцца залежнасці (1.8), (1.10), (1.11) і (4.3). Элементарныя залежнасці, што патрабуюць уводу вялікай колькасці зыходных даных, мэтазгодна рашаць у аўтаматычным рэжыме. Ніжэй прыводзяцца запісы рашэння такіх залежнасцей.

Залежнасць (3.36)

$$M = \Sigma A_{вi}\sigma_{вi}\,(c - y_i) + A_s'\,\sigma_s'\,(c - a) + A_s\sigma_s\,(c - h_0) -$$
$$- (c - x)(\Sigma A_{вi}\sigma_{вi} + A_s'\,\sigma_s' + A_s\sigma_s).$$

$A_{в1}$	$A_{в2}$	$A_{в3}$	A_s'	A_s	c
В↑	В↑	В↑	В↑	В↑	В↑
$\sigma_{в1}$	$\sigma_{в2}$	$\sigma_{в3}$	σ_s'	σ_s	x
×	×	×	×	×	—
Х-П 1	Х-П 2	Х-П 3	Х-П 4	Х-П 5	П-Х 1
c	c	c	c	c	П-Х 2
В↑	В↑	В↑	В↑	В↑	+
y_1	y_2	y_3	a	h_0	П-Х 3
—	—	—	—	—	+
×	×	×	×	×	П-Х 4
	+	+	+	+	+
				Х-П 6	П-Х 5
					+
					×
					/—/
					П-Х 6
					+

Пры карыстанні гэтым разлікам трэба правільна прастаўляць знак напружанняў σ_s: калі $c-h<0$, то знак напружанняў «—» (арматура расцягнута), калі $c-h>0$, то «+» (арматура сціснута).

Пры павелічэнні колькасці палос, на якія разбіваецца сціснутая зона, ці радоў арматуры адпаведна павялічваецца колькасць слупкоў разліку.

Залежнасць (3.38)

$$x=\frac{\Sigma A_{\text{в}i}E_{\text{в}i}y_i+A'_sE'_sa+A_sE_sh_0}{\Sigma A_{\text{в}i}E_{\text{в}i}+A'_sE'_s+A_sE_s}.$$

$A_{\text{в}1}$	y_2	$B\uparrow$	h_0	П-Х 1
$B\uparrow$	$\times$	E'_s	$\times$	П-Х 2
$E_{\text{в}1}$	$+$	$\times$	$+$	$+$
$\times$	$A_{\text{в}3}$	Х-П 4	Х-П 6	П-Х 3
Х-П 1	$B\uparrow$	a		$+$
y_1	$E_{\text{в}3}$	$\times$		П-Х 4
$\times$	$\times$	$+$		$+$
$A_{\text{в}2}$	Х-П 3	A_s		П-Х 5
$B\uparrow$	y_3	$B\uparrow$		$+$
$E_{\text{в}2}$	$\times$	E_s		П-Х 6
$\times$	$+$	$\times$		$\div$
Х-П 2	A'_s	Х-П 5		F
				1/x

Пры павелічэнні колькасці палос (клетак), на якія разбіваецца сціснутая зона, ці радоў арматуры адпаведна павялічваецца аб'ём вылічэнняў.

Залежнасці (3.43), (3.44)

$$\varepsilon'_{\text{в}}=\varepsilon_{\text{в}}+(N/N_1-1)\,\varepsilon_c+(M/M_1-1)\,(\varepsilon_{\text{в}}-\varepsilon_c);$$

$$\varepsilon'_s=\varepsilon_s+\left(\frac{N}{N_1}-1\right)\varepsilon_c+\frac{x-h_0}{x}\left(\frac{M}{M_1}-1\right)(\varepsilon_{\text{в}}-\varepsilon_c).$$

$\varepsilon_{\text{в}}$	$\times$	$\varepsilon_{\text{в}}$	x
$B\uparrow$	Х-П 1	$+$	$B\uparrow$
ε_c	N	П-Х 1	h_0
—	$B\uparrow$	$+$	—
M	N_1	падлік (3.43)	x
$B\uparrow$	$\div$		$\div$
M_1	1		П-Х 1
$\div$	—		$\times$
1	ε_c		Х-П 3
—	$\times$		П-Х 2
	Х-П 2		П-Х 3
			$+$
			ε_s
			$+$
			падлік (3.44)

ЛІТАРАТУРА

1. *Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А.* Теория пластичности бетона и железобетона. М., 1974.

2. *Писаренко Г. С., Лебедев А. А.* Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии. Киев, 1976.

3. *Бич П. М.* О феноменологических критериях прочности хрупких материалов // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 1984. № 2.

4. *Фридман Я. Б.* Механические свойства металлов. М., 1974.

5. *Козачевский А. И.* Модификация деформационной теории пластичности бетона и плоское напряженное состояние железобетона с трещинами // Строительная механика и расчет сооружений. 1983. № 4.

6. *Железобетонные* конструкции / Под ред. Н. Я. Панарина. М., 1971.

7. *Метод* фотоупругости / Под ред. Г. Л. Хесина. М., 1975. Т. 1.

8. *Новое* о прочности железобетона / Под ред. К. В. Михайлова. М., 1977.

9. *Гусаков В. Н., Фортученко Ю. А.* Исследование деформированного состояния поперечной арматуры в конструкциях из силикатного бетона // Сб. трудов ВНИИСтром. 1966. № 8 (36).

10. *Бич П. М.* Экспериментально-теоретическое исследование закритических характеристик бетона // Бетон и железобетон. 1987. № 3.

11. *Чистяков Е. А., МамедовС. С.* Деформации внецентренно сжатых железобетонных элементов в стадии, близкой к разрушению // Теория железобетона: Сб. статей. М., 1972.

12. *Рискинд Б. Я., Шорников Г. И.* Исследование работы сжатых железобетонных элементов с термически упрочненной арматурой // Железобетонные конструкции: Сб. трудов. Челябинск, 1972. Вып. 6.

13. *Семенов А. И., Вардаванян К. Г.* Прочность предварительно напряженных литоиднопемзобетонных изгибаемых элементов с прядевой арматурой // Вопросы прочности и деформативности железобетона: Сб. статей. Ростов-н/Д, 1973. Вып. 2.

14. *Кудзис А., Багочюнас В.* О расчете прочности изгибаемых элементов кольцевого сечения со стеклопластиковой арматурой // Железобетонные конструкции: Сб. статей. Вильнюс, 1971. Вып. 1.

15. *Пецольд Т. М., Богдан В. А., Тарасов В. В.* Физико-механические свойства центрифугированного бетона // Строительные конструкции: Сб. трудов. Мн., 1979.

16. *Мурашев В. Н., Сигалов Э. И., Байков В. Н.* Железобетонные конструкции. М., 1962.

17. *Дмитриев С. А.* Влияние предварительного напряжения на прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов // Теория железобетона: Сб. статей. М., 1972.

18. *Леонгардт Ф.* Предварительно напряженный железобетон. М., 1983.

19. *Бич П. М.* О расчете трубобетона на прочность // Строительная механика и расчет сооружений. 1981. № 6.

20. *Лукша Л. К.* Прочность трубобетона. Мн., 1977.

21. *Долженко А. А.* Исследование сопротивления трубобетона осевому сжатию // Сб. трудов Воронеж. ИСИ, 1964. Вып. 1. № 10.

22. *Алперина О. Н.* Исследование сжатых железобетонных элементов с поперечным армированием // Исследование бетона и железобетонных конструкций транспортных сооружений: Труды ВНИИ транспортного строительства. М., 1960. Вып. 36.

23. *Гамбаров Г. А., Гочев Г.* Трехосно предварительно напряженные железобетонные элементы // Бетон и железобетон. 1965. № 2.

24. *Филиппов Б. П., Матков Н. Г.* Прочность и деформативность внецентренно сжатых колонн с косвенным армированием // Конструкции и узлы многоэтажных зданий из железобетона: Сб. трудов НИИЖБ. М., 1974. Вып. 10.

25. *Ржаницын А. Р.* Составные стержни и пластинки. М., 1986.

26. *Байков В. Н., Байкова Л. В.* Определение сил сцепления арматуры с бетоном в балках в стадии после образования трещин // Теория железобетона: Сб. статей. М., 1972.

27. *Разработать,* исследовать и внедрить эффективные строительные конструкции на основе полимербетонов, цементных бетонов и древесины со стеклопластиковой арматурой // Отчет о НИР ИСиА Госстроя БССР. М., 1980.

28. *Лессиг Н. И.* Исследование случаев разрушения по бетону железобетонных элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением // Расчет железобетонных конструкций: Труды НИИЖБ. М., 1961. Вып. 23.

29. *Баранова Т. И., Кузин А. В., Розенблюм А. Я., Залесов А. С.* Совершенствование армирования консолей колонн зданий с мостовыми кранами // Бетон и железобетон. 1981. № 1.

30. *Михайлов В. В.* Растяжимость бетона в условиях свободной и связанной деформации // Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов: Сб. статей ЦНИИПС. М., 1955.

31. *Залесов А. С., Кодыш Э. И., Лемыш Л. Л., Никитин И. К.* Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М., 1988.

ЗМЕСТ

Научное издание

Бич Павел Макарович

ЖЕЛЕЗОБЕТОН

С ПОЗИЦИЙ
СОПРОТИВЛЕНИЯ
МАТЕРИАЛОВ

Минск, издательство «Навука і тэхніка»

На белорусском языке

Навуковае выданне

Біч Павел Макаравіч

ЖАЛЕЗАБЕТОН

З ПАЗІЦЫЙ
СУПРАЦІЎЛЕННЯ
МАТЭРЫЯЛАЎ

Загадчыца рэдакцыі *Л. Ю. Бяльзацкая*
Рэдактар *Г. У. Малахава*
Мастак *В. Г. Кавалеўская*
Мастацкі рэдактар *В. А. Жахавец*
Тэхнічны рэдактар *С. А. Курган*
Карэктар *Н. М. Драбышэўская*

ІБ № 4085

Здадзена ў набор 29.09.91. Падпісана ў друк 03.12.91. Фармат 60×90¹/₁₆. Папера друк. № 1. Гарнітура літаратурная. Высокі друк. Ум. друк. арк. 14,0. Ум. фарб.-адб. 14,0. Ул.-выд. арк. 12,5. Тыраж 380 экз. Зак. № 906. Цана 2 р. 80 к.

Выдавецтва «Навука і тэхніка» Акадэміі навук Беларусі і Дзяржаўнага камітэта па друку Рэспублікі Беларусь. 220067. Мінск, Жодзінская, 18. Друкарня імя Францыска Скарыны выдавецтва «Навука і тэхніка». 220067. Мінск, Жодзінская, 18.